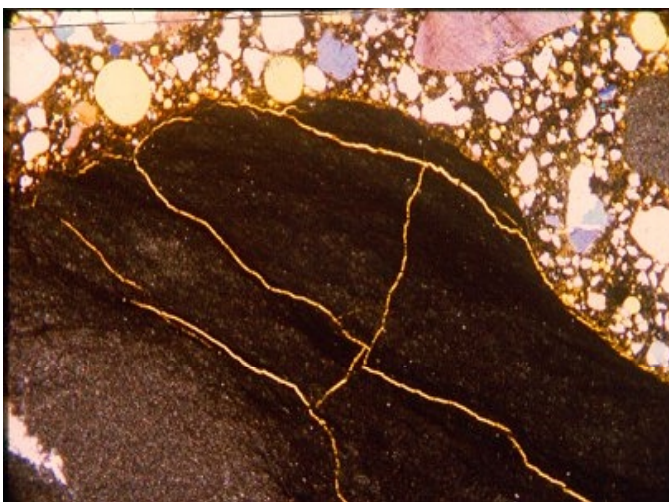
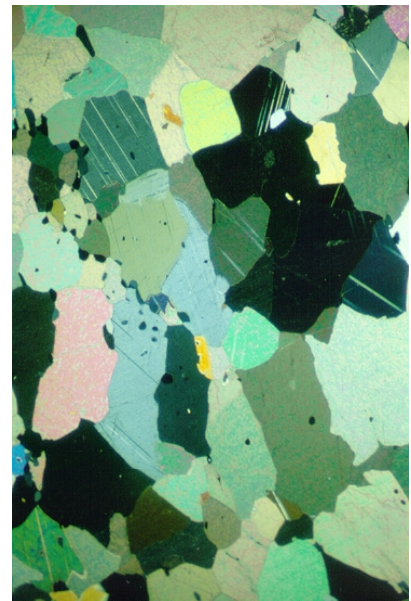
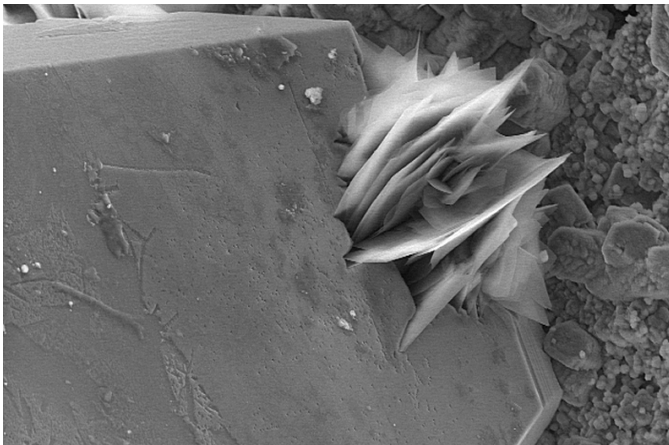


Einfluss von Gesteinskörnungen auf die Dauerhaftigkeit von Beton



Einfluss von Gesteinskörnungen auf die Dauerhaftigkeit von Beton

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades
Doktor-Ingenieur

an der Fakultät Bauingenieurwesen der
Bauhaus-Universität Weimar

vorgelegt von
Katja Dombrowski
aus Marienberg

Gutachter:

1. Prof. Dr.-Ing. habil. J. Stark
2. Prof. Dr. rer. nat. habil. D. Knöfel
3. Prof. Dr. rer. nat. A. Wolter

Tag der Disputation

06. August 2003

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG	1
2	GRUNDLAGEN	3
2.1	Natursteine – Entstehung und Eigenschaften	3
2.1.1	Zeittafeln	3
2.1.2	Gesteinsarten	5
2.1.3	Kalkstein und Dolomit	6
2.1.4	Charakterisierung von Natursteinen als Baustoff	8
2.2	Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand	9
2.2.1	Bedeutung des Frost-Tau- bzw. des Tausalz-Widerstandes von Betonzuschlägen	9
2.2.2	Schadensbilder am Beton infolge Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriff unter Verwendung nicht beständiger Zuschläge	9
2.2.3	Einflussfaktoren auf den Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand von Beton	12
2.2.4	Schadensmechanismen beim Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriff	13
2.2.5	Maßnahmen zur Verhinderung von Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Schäden	19
2.2.6	Zusammenstellung, Beschreibung und Wertung von Frost- und Frost-Tausalz-Prüfverfahren	20
2.2.7	Übertragbarkeit von Laborversuchen auf Praxisverhältnisse	27
2.2.8	Offene Fragen zum Kenntnisstand Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriff auf Beton	33
2.3	Alkali-Zuschlag-Reaktion	34
2.3.1	Vorbemerkung, Begriffsdefinitionen	34
2.3.2	Alkali-Kieselsäure-Reaktion	35
2.3.3	Zusammenfassung des Kenntnisstandes zur Alkali-Kieselsäure-Reaktion	58
2.3.4	Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion	60
2.3.5	Einfluss von Tausalzen auf eine schädigende AKR und ACR	67
2.3.6	Offene Fragen und Probleme zum Thema Alkali-Zuschlag-Reaktion	70
3	ÜBERTRAGBARKEIT DER ERGEBNISSE VON KRISTALLISATIONS-VERSUCHEN AUF DEN FROST-TAUSALZ-WIDERSTAND VON GESTEINSSTÜCKEN	71
3.1	Ausgangsbedingungen	71
3.2	Versuchsdurchführungen	72
3.3	Materialien	73
3.4	Ergebnisse	73
3.4.1	Rohdichten, Wasseraufnahmegrade und Sättigungswerte	73
3.4.2	Beurteilung der Gesteine mit Hilfe der Masseverluste im Kristallisations- und Frostversuch	76
3.4.3	Optische Beurteilung – Schadensmechanismen und Schadensbilder beim Kristallisations- und Frostversuch	80
3.5	Auswertung	85
4	ÜBERTRAGBARKEIT DER ERGEBNISSE VON KRISTALLISATIONS-, FROST-TAU- UND FROST-TAUSALZ-TESTS AN GESTEINSPROBEN AUF DIE DAUERHAFTIGKEIT VON DARAUS HERGESTELLTEM BETON	88
4.1	Grundgedanke	88

4.2	Materialien	88
4.2.1	Übersicht	88
4.2.2	Proben und Aufbereitung	89
4.2.3	Petrographie und XRD	89
4.2.4	Ermittlung des Tonmineraliengehaltes	92
4.3	Untersuchungen am Gesteinsstück	93
4.3.1	Dichten, Porosität, Wasseraufnahmegrad, Sättigungswert	93
4.3.2	Kristallisationsversuch mit Natriumsulfatlösung nach DIN EN 12370	93
4.3.3	Frostversuch nach DIN 52104, Verfahren A	96
4.4	Untersuchungen an Gesteinskörnungen	98
4.4.1	Dichten, Porosität und Porengrößenverteilung	98
4.4.2	Bestimmung der Wasseraufnahme nach DIN 52103	100
4.4.3	Kristallisationsversuch mit Magnesiumsulfatlösung nach DIN EN 1367-2	100
4.4.4	Bestimmung des Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstandes nach DIN 52104, Verfahren N	102
4.5	Untersuchungen am Beton	105
4.5.1	Mischungszusammensetzung	105
4.5.2	Frischbetoneigenschaften	105
4.5.3	Festbetonkennwerte	106
4.5.4	Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstand mittels CIF und CDF	106
4.6	Wertung	111
4.6.1	Korrelationen der Untersuchungsergebnisse am Gesteinsstück	111
4.6.2	Korrelationen der Untersuchungsergebnisse an Gesteinskörnungen	112
4.6.3	Korrelation der Betonversuchsergebnisse	113
4.6.4	Korrelation der Frostversuche an Gesteinsstücken, Gesteinskörnungen und Betonversuchen	115
4.6.5	Korrelation der Ergebnisse zum Frost-Tausalz-Widerstand	115
4.7	Zusammenfassung	116
5	ANALYSE VON PRÜFVERFAHREN FÜR DEN FROST-TAU- UND FROST-TAUSALZ-WIDERSTAND VON GESTEINSKÖRNUNGEN UND BETON	118
5.1	Grundgedanke	118
5.2	Materialien	118
5.2.1	Petrographie und XRD	118
5.3	Bestimmung der Wasseraufnahme	122
5.4	Quecksilberhochdruckporosimetrie MIP	122
5.5	Wärmeausdehnungskoeffizient α_{tech}	125
5.6	Bestimmung des Tonmineraliengehaltes mittels Methylenblau-Test	131
5.7	Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Prüfung an Gesteinskörnungen nach DIN 52104 Teil 1 und 3	132
5.7.1	DIN 52104 - Prüfkriterien	132
5.7.2	Problematik der Ergebnisse nach DIN-Kriterium	132
5.7.3	Modifizierung	133
5.7.4	Wertung	137
5.7.5	Einfluss der Lösungskonzentration	137
5.8	Washington Hydraulic Fracture Test	139
5.9	Kritische Beurteilung des Kristallisationsversuches mittels $MgSO_4$-Lösung	140

5.10	Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Prüfungen am Beton.....	142
5.10.1	Grundgedanke.....	142
5.10.2	Kapillares Saugen	143
5.10.3	Abwitterungen	149
5.10.4	Makroskopische optische Änderungen.....	152
5.10.5	Mikroskopische Änderungen - Dünnschliffmikroskopie.....	155
5.10.6	Innere Schädigungen.....	155
5.10.7	Längenänderungen.....	157
5.10.8	Vergleiche der Untersuchungsergebnisse zur Betondauerhaftigkeit.....	159
5.11	Korrelation der CDF-Ergebnisse zu ASTM C 666-Ergebnissen.....	163
5.12	Zusammenfassende Wertung der Prüfverfahren	165
6	ÜBERTRAGBARKEIT VON LABORVERSUCHEN AUF PRAXIS- VERHÄLTNISSE	168
6.1	Grundgedanke	168
6.2	Versuchsprogramm.....	169
6.2.1	Materialien und Mischungszusammensetzungen.....	169
6.2.2	Festbetonkennwerte	170
6.2.3	Dauerhaftigkeitsuntersuchungen im Labor.....	170
6.2.4	Dauerhaftigkeitsuntersuchungen unter Praxisverhältnissen.....	178
6.2.5	Vergleich der Chlorideindringmengen und -tiefen in Labor- und Praxisversuch	180
6.3	Wertung, Zusammenfassung und Ausblick	181
7	UNTERSUCHUNGEN ZUR ALKALI-ZUSCHLAG-REAKTION	183
7.1	Untersuchungen zu Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion an Gesteinsmaterialien....	183
7.1.1	Thermodynamische Berechnungen.....	183
7.1.2	Materialien und Charakterisierung.....	184
7.1.3	Ansätze mit Hydroxidlösungen.....	188
7.1.4	Lösung von Si, Ca und Mg in Hydroxidlösungen.....	189
7.1.5	Untersuchungen mittels XRD und ESEM an den Gesteinsproben nach Hydroxid-angriff.....	193
7.1.6	Dedolomitisierung von Dolomit-Gesteinsmehl im Zementstein.....	198
7.1.7	Einfluss von Taumitteln auf eine Alkali-Carbonat-Reaktion.....	199
7.2	Untersuchungen zum Einfluss von Taumitteln auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion von Gesteinsmaterialien	200
7.2.1	Gesteinsmaterialien, deren Charakterisierung und Dauerhaftigkeitseigenschaften	201
7.2.2	Untersuchungen des Alkaliwiderstandes der Gesteinskörnungen.....	204
7.2.3	Einfluss von NaCl-Lösung auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion an Gesteinsmaterialien	206
7.2.4	Porenlösungsuntersuchungen zum Einfluss von Taumitteln auf eine AKR	208
7.3	Untersuchungen zum Einfluss von Taumitteln auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Beton .	213
7.3.1	Betonmischungen, Frischbetoneigenschaften	213
7.3.2	Probekörper, Festbetoneigenschaften	214
7.3.3	Lagerungsarten.....	214
7.3.4	Überschichtungen mit Taumittellösungen	215
7.3.5	Versuchsablauf.....	216
7.3.6	Änderung der Festbetonkennwerte	217
7.3.7	Vergleich der Chlorideindringmengen und -tiefen bei Nebelkammer- und Wechsellagerung	218
7.3.8	Masseänderung im Versuchszeitraum	219
7.3.9	Innere Schädigungen im Versuchszeitraum.....	219
7.3.10	Längenänderungen im Versuchszeitraum	221
7.3.11	Optische Änderungen	223
7.4	Zusammenfassung und Wertung zur Alkali-Zuschlag-Reaktion.....	234

8	GESAMTZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	238
9	LITERATURVERZEICHNIS.....	243
10	ANHANG	258

Verzeichnis der verwendeten Abkürzungen und Formelzeichen

Abkürzungen

AASHTO	American Association of State H ighways and T ransportation O fficials
AAR	Alkali-Zuschlag-Reaktion (engl.: Alkali-Aggregate R eaction)
ACR	Alkali-Carbonat- R eaktion
ADR	Alkali-Dolomit- R eaktion
aF	ausgleichsfeucht
AF	Abstandsfaktor
AKR	Alkali-Kieselsäure- R eaktion
ASR	Alkali-Kieselsäure-Reaktion (engl.: Alkali-Silica R eaction)
ASTM	American S ociety for T echnics and M aterials
CDF	Test für den Frost-Tausalz-Widerstand (engl.: Capillary Suction of D e-icing Chemicals and F reeze-Thaw-Test)
CF	Test für den Frost-Widerstand (engl.: Capillary Suction and F reeze-Thaw-Test)
CIF	Capillary Suction, Internal Damage and F reeze-Thaw-Test
CSA	Canadian Standards Association
C-S-H	Calcium-Silicat- H ydrat
DSC	Dynamische Differenzkalorimetrie (eng.: D ifferential S canning C alorimetry)
ESEM	atmosphärisches Rasterelektronenmikroskop (engl.: E nvironmental S canning E lectron M icroscope)
ESMA	Elektronenstrahl Mikroanalyse
EDX	Energiedispersive Röntgenspektroskopie
FTW	Frost-Tau-Wechsel
FTWid.	Frost-Tau-Widerstand
FTSWid.	Frost-Tausalz-Widerstand
HOZ	Hochofenzement
HRTEM	hochauflösendes Transmissionselektronenmikroskop
Hst.	Herstellung
i.d.R.	in der Regel
KP	plastische Konsistenz
KR	Regelkonsistenz

KS	steife Konsistenz
LP	Luftporen
LSW	Lärmschutzwände
NA-Zement	Zement mit niedrigem Alkali-Gehalt
n.b.	nicht bestimmt
NK	Nebelkammer
ÖNORM	Österreichische Norm
Pk	Probekörper
Pol+	gekreuzte Polarisatoren
Pol=	paralleles Licht, nicht-gekreuzte Polarisatoren
PZ	Portlandzement
REM	R aster E lektronen M ikroskopie
RH	relative Feuchtigkeit (engl.: R elative H umidity)
RILEM-TC	R éunion I nternationale des L aboratoires d'Essais et de recherche sur les M atériaux et les C onstrutions / I nternational Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures - T echnical C ommittee
r.F.	relative Feuchte
SSD	wassergesättigt, oberflächentrocken; (engl.: S aturated S urface D ry)
VL	Vorlagerung
WHFT	W ashington H ydraulic F racture T est
WL	Wechselagerung
XRD	Röntgendiffraktometrie (engl.: X - R ay- D iffraction)
XV	Kristallisationsversuch

Formelverzeichnis

Formelzeichen	Einheit	Erklärung
A	m ²	Fläche
Ao	cm ² /g	spezifische Oberfläche nach Blaine
a, b, c	mm	Abmessungen der Proben
α_T	K ⁻¹	Thermischer Ausdehnungskoeffizient
α_{tech}	K ⁻¹	technischer Ausdehnungskoeffizient (gerätespezifischer thermischer Ausdehnungskoeffizient)

G	kJ/mol	freie Reaktionsenthalpie
H	kJ/mol	Enthalpie, Wärmeinhalt
S	kJ/mol · K	Entropie
ΔT	K	Temperaturänderung
E_{dyn}	GPa	dynamischer Elastizitätsmodul
ε	$\mu\text{m}/\text{m}$	Dehnung
f	Hz	Frequenz
$f_{\text{ck,cube}}$	N/mm ²	Druckfestigkeit
HdI	-	H draulic d ilation I ndex, Hydraulischer Dehnungsindex
HFI	-	H draulic F racture I ndex, Hydraulischer Bruchindex
L300	Vol.-%	Mikro-Luftporengehalt von 10 bis 300 μm im Beton
La	Vol.-%	Festbeton Luftgehalt
Ld	Vol.-%	Frischbeton Luftgehalt
m	g	Masse
$\overline{\text{N}}$	%	Natriumäquivalent
p	Pa	Druck
p	psi	Druck in p ounds per s quare i nc (amerikanische Einheit)
ρ	g/cm ³	Rohdichte
ρ_{R}	g/cm ³	Trockenrohichte
ρ_0	g/cm ³	Reindichte
s	in.	Weg in Inch (amerikanisches Längenmaß)
s	m	Weg
t	s	Zeit
T	°C	Temperatur
v_{L}	m/s	Ultraschallgeschwindigkeit der Longitudinalwelle
$W_{\text{m,a}}$	%	Wasseraufnahmegrad
w/bm	-	Wasser-Bindemittel-Wert
w/z	-	Wasser-Zement-Wert
z+f	-	Zement+Flugasche

Vorwort

Die Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar. Meine Forschungen an Einrichtungen in den USA und Schweden wurden vorrangig durch den Deutschen Akademischen Austauschdienst (DAAD) gefördert.

Mein ganz besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. habil. Jochen Stark für das entgegengebrachte Vertrauen und die Hilfsbereitschaft bei der Durchführung der Arbeit. Er eröffnete mir frühzeitig Möglichkeiten, auf internationaler Forschungsebene wirken zu können. Für seine intensive fachliche Betreuung und Diskussionsbereitschaft bei der Fertigstellung der Arbeit möchte ich ihm sehr danken.

Bei Herrn Prof. Dr. rer. nat. habil. D. Knöfel und Herrn Prof. Dr. rer. nat. A. Wolter bedanke ich mich für das Interesse am Thema und die Begutachtung der Arbeit.

Weiterhin möchte ich meinen amerikanischen Kollegen, insbesondere Prof. Dr. Donald J. Janssen, Dank sagen. Er gab mir in jahrelanger sehr guter Zusammenarbeit wertvolle Impulse für den Fortgang der Arbeit.

Für ihre Unterstützung bei der Durchführung der praktischen Versuche in Schweden danke ich meinen schwedischen Kollegen, vor allem Herrn Peter Utgenannt.

An dieser Stelle sei auch den vielen Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern des F.A. Finger-Institutes für Baustoffkunde, des Bereiches Bauchemie, des Bereiches Geologie und der Zweigbibliothek Baustoffe/Naturwissenschaften der Bauhaus-Universität Weimar sowie der MFPA Weimar gedankt. Sie haben mich bei der Organisation sowie der praktischen und analytischen Durchführung der Arbeit großzügig unterstützt.

Ich danke der Bauhaus-Universität Weimar für die Gewährung des Stipendiums zur Förderung des Promotionsabschlusses.

Mit größter Dankbarkeit möchte ich meine Eltern und Großeltern aufführen, die immer voller Zuversicht die stärkste Unterstützung waren.

Weimar, im August 2003

Katja Dombrowski

1 Einleitung

Bei der Herstellung von Beton spielt neben dem Erzielen vorgegebener Festigkeiten die Gewährleistung ausreichender Dauerhaftigkeitseigenschaften eine primäre Rolle. Dafür ist es erforderlich, dass jeder Betonbestandteil – Zuschlag¹, Zement, Wasser, Zusatzstoffe und Zusatzmittel - die erforderlichen Qualitäten aufweist. Die Absicherung der Zuschlagqualitäten, welche im Beton einen Anteil von bis zu 70 % einnehmen, stellt hierbei eine zentrale Aufgabe dar. Denn wie aus den Erfahrungen der letzten 60 Jahre bekannt ist, können nicht dauerhaft beständige Zuschläge zur Zerstörung des Betons führen – unabhängig von der Qualität der verwendeten Zementsteinmatrix.

Die Frage der Zuschlagdauerhaftigkeit wird insbesondere dann gestellt, wenn der Beton Frost- und Alkaliangriffen ausgesetzt ist. Während bei Frostangriffen physikalische Prozesse die Zuschläge und somit den Beton schädigen können, laufen bei einem Alkaliangriff chemische Reaktionen ab, die unter dem Begriff Alkali-Zuschlag-Reaktion zusammengefasst sind. Unter Letzteren werden in der Literatur die Alkali-Kieselsäure-Reaktion und die Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion aufgeführt, wobei der Einfluss von carbonatischen bzw. dolomitischen Gesteinsbestandteilen auf eine Schadensreaktion nicht eindeutig geklärt ist.

Die benannten Angriffsarten führen zu Schadensmechanismen, die nicht streng voneinander getrennt betrachtet werden sollten, da eine infolge eines Angriffes ablaufende Reaktion und resultierende Veränderung der Betonstruktur den jeweils anderen Angriff verstärken oder gar erst ermöglichen kann. Die Folge ist eine Überlappung mehrerer Angriffs- und Reaktionsarten, was sich dann auch in den auftretenden Schadensbildern aufzeigt, die ebenfalls nur schwer voneinander trennbar sind.

Vielschichtiger wird die Frage der Zuschlagdauerhaftigkeit, wenn Tausalze Einfluss nehmen. Bekannt ist, dass ein Frost-Tausalz-Angriff die Betonschäden verstärken kann. Ob und wie ein Taumittelangriff auf eine Alkali-Zuschlag-Reaktion wirkt, wird in der Literatur widersprüchlich diskutiert.

Um bei dieser Vielfalt der Einflussfaktoren die Gewissheit zu erlangen, dass die Zuschläge die Dauerhaftigkeitsanforderungen erfüllen, sind entsprechende Prüfverfahren notwendig. Da die aus Natursteinen gewonnenen Betonzuschläge zudem aufgrund ihrer geologischen Entstehungsbedingungen nicht nur zwischen den verschiedenen Lagerstätten, sondern auch innerhalb eines Steinbruches bzw. einer Kiesgrube unterschiedliche Eigenschaften aufweisen können, ist in der Baustoffprüfung die wichtigste Aufgabe, geeignete Prüfverfahren zu entwickeln, die in einem ökonomisch und zeitlich vertretbaren Rahmen die dauerhaftigkeitsrelevanten Eigenschaften praxisnah widerspiegeln. Weltweit gibt es eine Vielzahl von Prüfverfahren für Betonzuschläge und für Beton. Diese unterscheiden sich allerdings nicht nur durch die Vielzahl der veränderbaren Parameter voneinander. Die erzielten Ergebnisse und Zuschlagbewertungen sind daher nur schwer miteinander

¹ Entsprechend der neuen DIN 4226 /181/ löst der Begriff „Gesteinskörnungen“ die bisherigen Begriffe „Zuschläge“ und „Mineralstoffe“ ab. In dieser Arbeit werden die Begriffe „Zuschläge“ und „Gesteinskörnungen“ gleichwertig behandelt.

vergleichbar und mitunter auch regional nicht übertragbar. Beim Vorliegen geeigneter Prüfverfahren stellt sich immer noch die Frage des Prüfkriteriums, welches letztendlich eine praxisnahe Differenzierung der Materialqualitäten ermöglichen soll. Komplexer wiederum werden die Anforderungen an die Prüfverfahren und deren Kriterien, wenn Taumittel Einfluss nehmen.

Ziel dieser Arbeit ist es daher, die Dauerhaftigkeit von Zuschlägen zu untersuchen. Der Schwerpunkt liegt hier in der Ermittlung des Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstandes von Zuschlägen - insbesondere von carbonatischen - und daraus hergestelltem Beton sowie in der Klärung der Frage nach dem möglichen Ablauf einer Alkali-Carbonat-Reaktion. Zudem ist der Einfluss von Taumitteln auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion näher zu analysieren.

Dazu werden in der vorliegenden Arbeit neben einer kurzen theoretischen Abhandlung des Kenntnisstandes zu Schadensbildern, Schadensmechanismen und Prüfverfahren zum Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriff sowie zum Alkali-Angriff offene Fragen, die sich aus der Literaturrecherche ergeben, durch Labor- und z.T. Praxisversuche näher untersucht.

Insbesondere sollen eine Reihe von Zuschlag- und Betonprüfverfahren bezüglich ihrer Ergebnisse zum Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand gegenübergestellt und somit die Eignung reiner Zuschlagprüfverfahren - die in Europa und den USA Anwendung finden - hinterfragt werden. Dabei erfolgen u.a. nähere Untersuchungen zur Übertragbarkeit der Ergebnisse von Kristallisationsversuchen an Gesteinen und Gesteinskörnungen auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Zuschlag im Beton neben einer Reihe von Betrachtungen zu Prüfbedingungen und Prüfkriterien verschiedener Verfahren.

Auf dem Gebiet der Alkali-Carbonat-Reaktion (ACR) sollen neben den theoretischen Berechnungen Laborversuche zur Existenz einer schädigenden Alkali-Carbonat-Reaktion Aufschluss geben. Mittels Untersuchungen zum Alkali-Widerstand unterschiedlicher Zuschläge unter Taumiteleinfluss wird ebenfalls an der Klärung der Frage nach einem effektiveren AKR-Prüfverfahren gearbeitet.

Die Übertragbarkeit von Laborversuchen auf Praxisverhältnisse stellt eine der aktuellsten Fragen in der Baustoffforschung dar. Hierzu konnten zum Frost-Tausalz-Widerstand von Gesteinskörnungen im Beton erste vergleichende Untersuchungen unter Praxisbedingungen durch Auslagerungsversuche in Schweden durchgeführt werden.

Die Untersuchung des Einflusses von Taumitteln hinsichtlich beider Schadensmechanismen erfolgt über unterschiedliche makroskopische und mikroskopische Untersuchungsmethoden, wie der Erfassung von Masseänderungen, Längenänderungen, innerer Schädigungen wie E-Modul- und Ultraschall-Änderungen sowie mikrostruktureller und chemischer Änderungen.

2 Grundlagen

2.1 Natursteine – Entstehung und Eigenschaften

Die Gesteinskörnungen stellen als Festigkeitsträger im Beton den größten Anteil dar. Auf Grund ihres Einflusses auf eine Reihe von dauerhaftigkeitsbeeinflussenden Mechanismen im Beton ist eine vorherige Eignungsprüfung notwendig. Hierfür ist die Kenntnis zum Zusammenhang von Gesteinsparametern und den ablaufenden Mechanismen notwendig. Die Gesteinseigenschaften resultieren aus den jeweiligen Entstehungsbedingungen, die nachfolgend überblicksmäßig betrachtet werden sollen.

2.1.1 Zeittafeln

Entsprechend ihrer Entstehungsgeschichte weisen die Natursteine unterschiedliche Strukturen und chemische Zusammensetzungen auf. Um diese Zusammenhänge zu verdeutlichen, wird zunächst anhand der Gliederung der Erdgeschichte eine allgemeine zeitliche Übersicht über die Entstehung der Gesteine gegeben (Tabelle 2-1, geologische Zeittafel).

Tabelle 2-1: Gliederung der Erdgeschichte, allgemeine Übersicht über die Entstehung ausgewählter Gesteine Mitteleuropas, modifiziert aus /1/

Erdzeitalter	Periode (Beginn vor Mill. Jahren)	Abteilung	ingenieurgeologisch wichtige Gesteine
Känozoikum (Erdneuzeit)	Quartär (1,5)	Holozän Pleistozän	Auelehm, Flusskies Geschiebelehm, Bänderton, Löß, Kies, Sand, Kalkstein (Travertin)
	Tertiär (67)	Jungtertiär Alttertiär	Kies, Basalt, Phonolith Kies, Sand, Ton
Mesozoikum (Erdmittelalter)	Kreide (137)	Oberkreide Unterkreide	Sandstein, Schreibkreide Tonstein
	Jura (195)	Malm Dogger Lias	Tonstein, Kalkstein Sandstein Tonstein
	Trias (230)	Keuper Muschelkalk Buntsandstein	Tonstein, Sandstein, Gips Kalkstein, Mergel, Gips Sandstein, Tonstein, Gips
Paläozoikum (Erdaltertum)	Perm (285)	Zechstein Rotliegendes	Kalkstein, Gips, Anhydrit Tonstein, Sandstein, Konglomerat, Rhyolith (Porphyry)
	Karbon (350)	Oberkarbon Unterkarbon	Tonstein, Sandstein, Granite Tonschiefer, Grauwacke
	Devon (405)	Oberdevon Mitteldevon Unterdevon	Kalkstein (Knotenkalk), Diabase Tonschiefer, Grauwacke, Kalkstein (Massenkalk) Quarzite, Diabas
	Silur (440)		Kieselschiefer, Alaunschiefer, Kalkstein
	Ordovizium (500)		Tonschiefer, Quarzite
	Kambrium (570)		Tonschiefer, Phyllit, Quarzit
Proterozoikum Archaikum	Präkambrium (4500)		Kristalline Schiefer

Da in dieser Arbeit ein besonderes Augenmerk auf Kalksteine gerichtet wurde, zeigen die nächsten beiden Tabellen eine differenziertere zeitliche Einordnung einiger Kalksteine. In Tabelle 2-2 ist eine Aufteilung der Trias aufgeführt, insbesondere des Muschelkalkes und dessen einzelnen Schichtfolgen.

Tabelle 2-2: Gliederung der Trias, mit näherer Erläuterung des Muschelkalkes /2/

Abteilung	Traditionelle Gliederung	Gliederung	Schichtfolge
Keuper	Oberer Keuper (Rhät)	Rhätkeuper-Folge	
	Mittlerer Keuper	Dolomitmergelkeuper-Folge	
		Obere Gipskeuper-Folge	
		Schilfsandstein-Folge	
		Untere Gipskeuper-Folge	
	Unterer Keuper	Lettenkeuper-Folge	
Muschelkalk	Oberer Muschelkalk	Hauptmuschelkalk-Folge	Ceratitenschichten Trochitenkalk
	Mittlerer Muschelkalk	Anhydrit-Folge	Mittlerer Muschelkalk
	Unterer Muschelkalk	Wellenkalk-Folge	Schaumkalkzone Oberer Wellenkalk Terebratelzone Mittlerer Wellenkalk Oolithzone Unterer Wellenkalk
Buntsandstein	Oberer Buntsandstein	Myophorien-Folge	
		Pelitröt-Folge	
		Salinarröt-Folge	
		Solling-Folge	
	Mittlerer Buntsandstein	Hardeggen-Folge	
		Detfurth-Folge	
		Volpriehausen-Folge	
	Unterer Buntsandstein	Bernburg-Folge	
		Nordhausen-Folge	

Die Tabelle 2-3 zeigt eine differenzierte Aufteilung des Quartärs, da in diesem Zeitraum die Travertine (Varietät des Kalksteines) entstanden sind.

Tabelle 2-3: Gliederung des Quartärs, Entstehung der Travertine /2/

Zeitliche Gliederung		Nachweisbare geologische Vorgänge
Holozän		Bodenerosion durch Rodung und Ackerbau, Sedimentation in überschwemmten Talauen, Bodenbildung, Umlagerung von Schottern, Sedimentation von Kalk in Quellgewässern
Pleistozän	Weichsel-Kaltzeit	Lößanwehung, Bildung von Frostbodenstrukturen, Bodenfließen, Aufschotterung, Erosion
	Eem-Warmzeit	Bodenbildung, Sedimentation von Kalk in Quellgewässern, Erosion (Taleintiefung)
	Saale-Kaltzeit	Aufschotterung, Erosion
	Holstein-Warmzeit	Bodenbildung, zeitweise Aufschotterung, Erosion
	Elster-Kaltzeit	Aufschotterung, Eisvorstoß in das Thüringer Becken: glaziale Sedimentation, Erosion
	Cromer-Komplex	Erosion und Aufschotterung wechselnd in Warmzeiten Bodenbildung
	Menap-Kaltzeit	
	Waal-Warmzeit	
	Eburon-Kaltzeit	

2.1.2 Gesteinsarten

Die Natursteine werden ihrer Entstehung entsprechend in drei Gruppen eingeteilt, den Magmatiten, den Sedimenten und den Metamorphiten /180/, (Tabelle 2-4).

Tabelle 2-4: Gesteinsarten und Beispiele

Gesteinsart	Beispiele
Magmatische Gesteine Ergussgesteine (Vulkanite): Ganggesteine (Hypabyssische Gesteine): Tiefengesteine (Plutonite):	Porphyrtuff, Porphyr (Rhyolith ²), Basalt, Diabas, Dolerit Mikrogranit, Mikrodiorit, Lamprophyr Granit, Syenit, Diorit, Gabbro
Metamorphe Gesteine	Gneis, Marmor, Tonschiefer
Sedimente Klastische Nichtklastische (biogene, chemische)	Sandstein, Grauwacke, sedimentärer Quarzit (Quarzsandstein) Kalkstein, Dolomit

Magmatite

Magmatite entstehen durch Erstarren von glutflüssiger Schmelze in der Erdkruste oder an der Erdoberfläche. Zu den Magmatiten gehören die Tiefengesteine, die Ganggesteine und die Ergussgesteine.

Tiefengesteine entstehen durch langsam abkühlende und erstarrende Magmen, die großflächig in die unteren Teile der Erdkruste eingedrungen sind. Aufgrund der langsamen Abkühlung bilden sich grobkristalline Gesteine, deren Mineralien mit dem bloßem Auge erkennbar sind und ungerichtet vorliegen. Im Granit als Vertreter der Tiefengesteine sind z.B. die hellen Bestandteile mit 80 - 100 % vertreten. Davon sind 20 - 60 % Quarz und 40 - 80 % Feldspäte, von denen die Farbe des entstandenen Granits abhängt. Dunkle Gemengeteile sind mit 0 - 20 % vertreten, und es können Biotit, Muskovit, Augit, Hornblende, Apatit, Zirkon und Magnetit vorhanden sein. Die dunklen Anteile können homogen verteilt, aber auch als Anhäufung vorliegen.

Die **Ganggesteine** unterscheiden sich von den Tiefengesteinen durch ihre feinere Körnung. Daher rührt auch die Vorsilbe „Mikro“ in den Bezeichnungen der meisten Gesteine, wie z.B. Mikrogranit oder Mikrodiorit. Lamprophyr ist ebenfalls ein Ganggestein.

Bei der Entstehung der **Ergussgesteine** gelangt Magma an die Oberfläche, erkaltet und erstarrt im Gegensatz zu den Tiefengesteinen sehr schnell. Durch die rasche Abkühlung bilden sich Gesteine mit sehr kleinen, für das Auge nicht erkennbaren Kristallen. Gelangt Magma im Meer an die Oberfläche, erfolgt die Abkühlung so schnell, dass das Gestein ein amorphes Gefüge erhält. In der Lava können sich auch einzelne Kristalle gut ausbilden, die wie Fremdkörper in der Grundmasse liegen. Man spricht dann von einem porphyrischen Gefüge bzw. der Bildung von Porphyr. Zu den Ergussgesteinen zählen auch die Tuffe und Tuffgesteine. Sie entstehen aus Pyroklastiten, wobei die Tuffe die Lockerprodukte der Pyroklastiten und das Tuffgestein eine verfestigte Form darstellen. Pyroklastite sind Vulkanauswürfe. Die Auswürfe können unterschiedliche Formen haben. Es gibt staub- und sandförmigen Auswurf, den Staub- und Sandtuff, die zusammen als vulkanische Asche bezeichnet werden, sowie Brocken von unterschiedlicher Größe, den Lapilli, den Blöcken und den Bomben, wobei es sich zum Teil um erstarrte Lavareste aus dem Schlot und vom Schlotrand bzw. um in der Luft erstarrte Lavafetzen handelt. Grobkörnige Pyroklastite sind

² Porphyr wird jetzt auch unter der Bezeichnung Rhyolith geführt.

nur in der Nähe eines Vulkanes zu finden, wohingegen die Aschen hunderte von Kilometer weit durch die Luft transportiert werden können. Tuffgestein ist wie schon erwähnt, diagenetisch verfestigter Tuff, der fein-, grob- und gemischtkörnig auftreten kann, je nach Entfernung zum Vulkan. /3/

Metamorphite

Metamorphite entstehen durch Umwandlung anderer Gesteine wie Magmatite und Sedimente unter großen Drücken und/oder hohen Temperaturen. Gneis ist beispielsweise ein metamorpher Magmatit und Marmor ein metamorph überprägtes Sediment.

Sedimente

Sedimente entstehen an der Erdoberfläche aus den Verwitterungsprodukten anderer Gesteine oder als chemische und organische Ablagerungen. Die Sedimente unterteilen sich in zwei Gruppen, die klastischen und die nichtklastischen Sedimente, wobei Letztere wiederum in die chemischen und die organischen Sedimente unterschieden werden. Sandstein gehört zu den klastischen Sedimentgesteinen. Kalkstein entsteht durch chemische und vor allem durch organische Sedimentation. Chemische Sedimentation bedeutet die Ausfällung der Minerale aus Meer- oder Süßwasser, und unter organischer Sedimentation versteht man die Ablagerung von Pflanzen- und Tierresten. Kieselkalke, Kieselschiefer, Flint und Opalsandstein sind ebenfalls nichtklastische Sedimente.

2.1.3 Kalkstein und Dolomit

Kalksteine bestehen überwiegend aus Calciumcarbonat. Es entstand aus dem Calcium verwitterter vulkanischer Gesteine und dem im Meerwasser gelösten Kohlendioxid. Niedere Organismen und einige Algenarten entzogen bzw. entziehen dem Meerwasser den Kalk, welcher zum Aufbau von Skeletten und Gehäuseschalen dient oder einfach nur ausgefällt wird. Nach dem Absterben bildeten sie durch Absinken auf den Meeresboden weltweit mächtige Kalkstein-Ablagerungen (Sedimente) /4/. Im Laufe geologischer Zeiten verdichteten sich die Kalkstein-Schlämme unter dem Einfluss von Druck und Temperatur zu festen Kalksteinen. Durch Anhebung infolge tektonischer Kräfte und anschließender Erosion gelangten die Kalksteine auf das Festland, wo es neben Verfestigungsprozessen auch zu einer erneuten Lösung des Kalksteines durch Oberflächen- und Grundwasser kam.

Die chemische Zusammensetzung von reinem CaCO_3 lautet wie folgt:

- 56,03 % CaO + 43,97 % CO_2 oder
- 40,04 % Ca + 59,96 % CO_3 .

Kalkstein enthält neben CaCO_3 und Tonmineralien sowie Quarz noch

- Mangan (Spuren)
- Blei
- Kobalt
- Magnesium, Barium, Strontium, Eisen, Zink, seltene Erden im ppm-Bereich. /4/

Nach /5/ besteht der nicht-carbonatische Anteil der Kalksteine zu 22 - 64 % aus Tonmineralen und 12 - 61 % aus Quarz.

Die Löslichkeit liegt bei 14 mg Calcit/l Reinstwasser von 18°C sowie 17 mg bei 100°C. Es zeigt eine gute und schnelle Löslichkeit in Säuren, wie z.B. der Salzsäure (HCl). Mit dieser Reaktion wird der Nachweis für das Vorliegen von Kalkstein erbracht.

Mineralogisch gesehen weist Calcit bzw. Kalkspat eine Härte von H3 nach der Mohs'schen Härteskala bzw. 1720 N/mm² nach Vickers auf. Die Dichte von Kalkspat liegt zwischen 2,6 - 2,8 g/cm³ /5, 4/.

Kalkspat ist gut spaltbar und kann farblos, durchsichtig oder durchscheinend, weiß, gelblich, rosa oder gar schwarz sein. Wenn der Kalkspat nicht durch farbige Einschlüsse beeinflusst ist, besitzt er eine weiße Strichfarbe /4/.

Der Wärmedehnungskoeffizient von Kalkstein liegt in einem Bereich von $3,5 - 6,5 \cdot 10^{-6}/K$ /6/ (bzw. $3,5 - 7,5 \cdot 10^{-6}/K$ /7/), d.h. 3,6 - 6,5 µm/m je Kelvin Temperaturunterschied.³

Je nach Entstehungsgeschichte bildeten sich unterschiedliche petrographische Varianten heraus, die sich nicht nur durch äußere Merkmale wie Farbe, Form, Kristallinität und/oder Dichtigkeit, sondern auch in der Zusammensetzung unterscheiden.

Kalkstein des Devon

Die dichten Kalksteine sowie die Knotenkalke bildeten sich auf Schwellen im ansonsten tieferen Meer des Devon. Dort herrschten aufgrund warmer Wassertemperaturen, Licht und hoher CO₂-Gehalte ideale Wachstumsbedingungen für Meereslebewesen. Durch Riffbildner wie Korallen, Kalkalgen und Kalkschwämme wurden große massige Kalkgerüste, die Riffe, gebildet, die nach der Diagenese als ungeschichteter, dichter, massiger Kalkstein vorlagen.

Auf dem Meeresboden sammelte sich ausgefällter Kalk als Kalkschlamm. Korallenäste wirkten als Kalkschlammfänger und begünstigten die Kalkschlammablagerung. Aus schnell wechselnden tonigen Schichten und Kalkschlamm-Schichten von nur geringer Dicke bildeten sich die Knotenkalke, wobei sich das typische Erscheinungsbild der Knotenkalke, Kalkknoten in toniger Masse, noch vor der Diagenese ausbildete. /5/

Kalkstein der Trias (Muschelkalk⁴)

Oolithkalk ist in Form der Oolithzone zwischen dem unteren und dem mittleren Wellenkalk entstanden. Er besteht aus kleinen schalig aufgebauten Kügelchen, den Ooiden, die sich bei Kalkübersättigung im flachen Wasser bilden. Die Ooide können unterschiedliche Größen erreichen. Sie können sehr klein sein und dem Kalkstein ein kompaktes, homogenes, porenarmes Aussehen geben, können aber auch fischrogenähnliche Gestalt annehmen. Dieser Kalk heißt dann Rogenstein (Unterer Buntsandstein). /3/

Wellenkalk unterscheidet sich von den anderen Varietäten durch seine wellenartige Schichtung bzw. Flaserung, hervorgerufen durch Bioturbation.

Terebratelkalk ist ein diagenetisch verfestigtes Sediment aus Schalenresten von Meereslebewesen. Der Terebratelkalk wurde hauptsächlich aus Schalenresten der *Terebratula* (*Coenothyris vulgaris*) aus der Familie der Armfüßer gebildet. Die Terebratelzone liegt zwischen dem Mittleren und Oberen Wellenkalk. /3, 5/

³ Im Vergleich dazu: Diabas, Basalt 5,5 - 7,8; Granit 5,5 - 9,5; Sandstein 10 - 12; Quarzit 11 - 12,5 jeweils in 10⁻⁶/K

⁴ Abteilung der Trias

Schaumkalke sind in der Schaumkalkzone im Oberen Wellenkalk zu finden. Sie bestehen aus Skelettresten von Algen, d.h. kleiner Hohlkörper mit Kalkkruste. Während der Diagenese wurden diese Hohlräume mit Calcit, Aragonit, Dolomit und Ankerit gefüllt. In der Verwitterungszone können diese Minerale bereits ausgewittert sein, so dass ein poröses Gestein entsteht - der Schaumkalk. /8/

Muschelkalk⁵ weist Fossilabdrücke auf, die durch Gehäuse von Meerestieren entstanden sind und welche zum Teil gelöst wurden. Muschelkalk kann durch einzelne große Poren gekennzeichnet sein, wobei die Porenbildung durch die Auslaugung des Aragonits aus den Gehäuseschalen erfolgte /5/.

Kalkstein des Quartär

Die **Travertine** sind im Quartär in den Warmzeiten entstanden. CO₂-reiches Wasser sickert durch Kalkstein, löst ihn und tritt an anderer Stelle wieder an die Oberfläche. Durch die Erwärmung im Quellbereich und die Photosynthese der Pflanzen wird dem Wasser CO₂ entzogen und Kalk ausgefällt. Es bildet sich ein porenreiches aber insgesamt festes Gestein. Die Farbe reicht von weißlich über gelb bis braun. /3, 9/

Dolomit

Obwohl nicht zu den Kalksteinen gehörig, soll der Dolomit⁶ aufgrund seiner Einbeziehung in die Untersuchungen in den Ausführungen mit erwähnt werden.

Bei Dolomit handelt es sich um ein Carbonat, welches sich durch die Umsetzung von Calciumcarbonat mit Magnesiumlösungen bilden kann. Ein derartiger Vorgang wird als Metasomatose bezeichnet.

Die Zusammensetzung von reinem Dolomit (CaMg(CO₃)₂) lautet wie folgt:

- 30,4 % CaO
- 21,7 % MgO
- 47,9 % CO₂.

Die Dichte liegt zwischen 2,8 und 2,95 g/cm³. Die Härte nach Mohs beträgt 3,5 - 4. Dolomit zersetzt sich in warmer verdünnter Salzsäure. Dolomit ist ebenfalls gut spaltbar, kann wasserklar oder durchscheinend sein sowie weiß, grau, gelblich, braun, rötlich oder schwarz vorliegen /5/.

2.1.4 Charakterisierung von Natursteinen als Baustoff

Bei der Bewertung der Eignung von Natursteinen als Baustoff, z.B. als Gesteinskörnung für Beton, spielt die mineralogische und chemische Zusammensetzung eine Rolle, u.a. bezüglich des Gehaltes an quellfähigen Tonen, Glimmerbestandteilen, reaktiver Kieselsäure sowie an Chloriden. Weiterhin sind neben der Festigkeit weitere physikalische Parameter wie Dichte, Porosität und Porengrößenverteilung von Bedeutung, da diese die Wasseraufnahme und somit den möglichen Sättigungsgrad bestimmen.

⁵ petrographische Bezeichnung

⁶ Dolomit ist sowohl die Bezeichnung für das Mineral als auch für das Gestein.

2.2 Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand

2.2.1 Bedeutung des Frost-Tau- bzw. des Tausalz-Widerstandes von Betonzuschlägen

Die Beständigkeit von Gesteinskörnungen für Beton hinsichtlich des Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriffes muss insbesondere im Straßen- und Wegebau sowie beim Bau von Flughafenanlagen Beachtung finden. Diese frei liegenden Betonbauwerke sind durch ihre horizontale Ausrichtung den natürlichen Klimaeinflüssen in ganzer Breite ausgesetzt. Neben den natürlichen physikalischen Einwirkungen wie Temperaturen bis zu 60°C im Sommer bei voller Sonneneinstrahlung /10, 11/ und unter den Gefrierpunkt im Winter sowie dem Einfluss von Feuchtigkeit durch Regen und Schnee kommt die mechanische Belastung durch Fahrzeuge und rollende Flugzeuge hinzu. Nicht zu vergessen ist jedoch die chemische Wirkung durch Einsatz von Taumitteln, um die Verkehrssicherheit bei Temperaturen unter dem Gefrierpunkt zu gewährleisten.

Die Einwirkungen von Feuchtigkeit und Temperaturen können im Zusammenhang mit den strukturellen Gesteinseigenschaften der Betonzuschläge Veränderungen im Beton bis hin zur Schädigung verursachen, die die Eignung des Bauteiles in Frage stellen. Zwar liegt das Ausmaß der wirklich zum Verlust der Eignung führenden Betonschäden unter 2 % aller Baumaßnahmen, jedoch kann der einzelne Schadensfall selbst enorme Kosten und Schwierigkeiten für Bauherr und beteiligte Firmen verursachen.

2.2.2 Schadensbilder am Beton infolge Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriff unter Verwendung nicht beständiger Zuschläge

Infolge des Frost-Tau bzw. Frost-Tausalz-Angriffes treten verschiedene Schadensbilder am Beton auf (Tabelle 2-5). Einige dieser Schadensbilder finden ihren Ursprung im Zementstein, andere Zerstörungserscheinungen wiederum können eindeutig den nicht beständigen Zuschlägen zugeordnet werden.

Während die **Mikrorisse** im Zementstein des Betongefüges i.d.R. auf eine reine Frosteinwirkung zurückzuführen sind, wird eine **Abwitterung** (auch als scaling bezeichnet), d.h. eine flächige, schichtenweise Zerstörung des Zementsteines an der Betonoberfläche durch einen zusätzlichen Angriff von Tausalz hervorgerufen. Die Abwitterung steht im Zusammenhang mit der Mikrostruktur des Zementsteines der Betonoberfläche /12/ und stellt im Vergleich zur inneren Rissbildung ein viel komplexeres Problem dar.

Eine schwerwiegende Zerstörungsform am Beton, die bisher hauptsächlich in den USA Beachtung gefunden hat, ist das sogenannte D-cracking. Die Schadensbilder **D-cracking** und **Popout** werden durch Zuschläge bewirkt, die sich gegenüber Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriffen als unbeständig erweisen.

Der Begriff **D-cracking** ist seit den 30er Jahren in der einschlägigen Fachliteratur zu finden /13/. Das Erscheinungsbild, welches frühestens nach fünf Jahren bis hin zu 15 oder mehr Jahren erstmalig an der Oberfläche sichtbar wird, ist gekennzeichnet durch ein sehr spezifisches Rissmuster. Hierbei zeichnen sich enge Risse ab, welche vorrangig in unmittelbarer Nähe von Längs- und Quertugen auftreten und parallel dazu verlaufen bzw. an diese anstoßen. Des Weiteren treten Risse, die ihren Ursprung im D-cracking haben, an freien Plattenkanten und -ecken auf. Das Erscheinungsbild grenzt sich jedoch eindeutig vom

irregulären, landkartenähnlichen Rissmuster des map-crackings einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion ab /14/.

Der Ursprung des D-cracking liegt in den unteren Betonschichten. Dort kommt es zur Ausbildung von horizontalen Rissen (Abbildung 2-1a), die mit fortschreitendem Stadium in den nächst höheren Schichten auftreten. Obwohl der Zerstörungsfortschritt vorrangig von den unteren und mittleren Schichten in Richtung Betonoberfläche abläuft, sind ausgehend vom freien Plattenrand bzw. von Fugen und Rissen (mechanischen Ursprungs bzw. von Schwindvorgängen) ebenfalls verstärkt Risse zu beobachten, welche in Richtung Plattenmitte vorstoßen (Abbildung 2-1b).

Das beschriebene, an der Betonoberfläche ersichtliche Rissmuster kennzeichnet ein frühes bzw. mittleres Stadium des D-cracking. Mit fortschreitender Schädigung verdichtet sich das Risssystem (Abbildung 2-2a) und breitet sich über den gesamten Betonkörper aus. Im Extremfall können die Zerstörungen zu einem verbundlosen Haufwerk führen. Letzteres wurde nur selten beobachtet.

Es ist aber deutlich hervorzuheben, dass ein Beton ohne erkennbare Schädigung an der Oberfläche bereits Zerstörungserscheinungen in den unteren Plattenbereichen infolge D-cracking aufweisen kann /15/. Anhand von Untersuchungen am Bohrkern sowie an Dünnschliffen sind parallele Risse im unteren inneren Betonbereich schon frühzeitig ersichtlich. Es wird deutlich, dass Risse nicht nur an Zuschlaggrändern, sondern quer durch den Zuschlag verlaufen (Abbildung 2-2b).

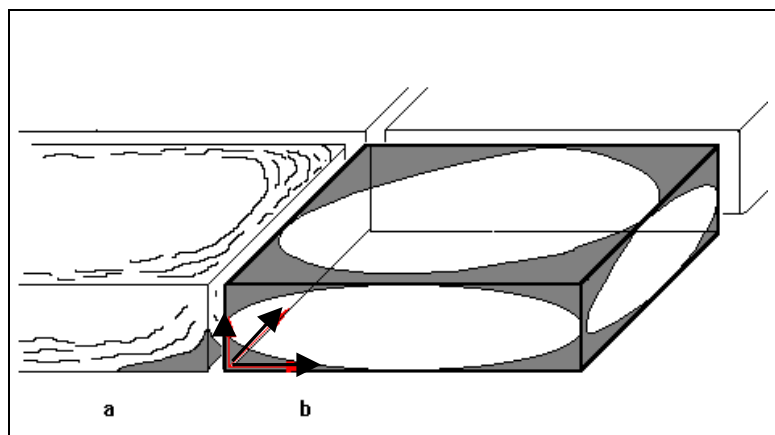
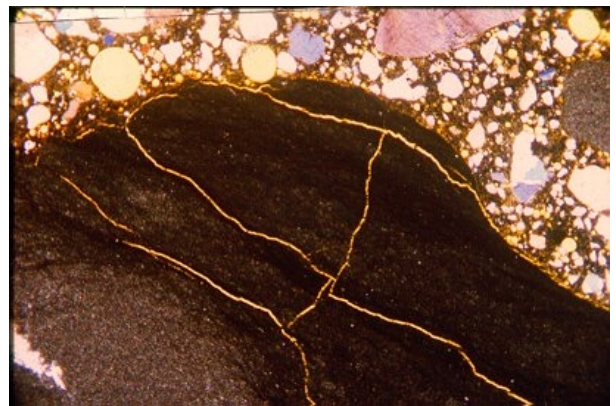


Abbildung 2-1: Erscheinungsbild beim D-cracking; a) horizontale Risse im unteren Plattenbereich; b) 3-dimensionale Ausbreitungsrichtung, ausgehend von freien Plattenkanten, Ecken und Fugen /15/



a) D-cracking einer Betonstraße



b) Dünnschliffaufnahme

Abbildung 2-2: D-cracking a) typisches Schadensbild auf einer Betonstraßenoberfläche; b) Rissbildung im Zuschlag infolge D-cracking, Dünnschliffaufnahme, lange Bildkante: 9,3 mm

Eine weitere Erscheinung, die im Zusammenhang mit Frostangriff beobachtet wurde, ist das sogenannte **Popout**. Unter diesem Begriff sind diejenigen Abplatzungen an Zuschlägen in Oberflächennähe zu verstehen, wie sie in Abbildung 2-3 und Abbildung 2-4 dargestellt sind. Zeitlich gesehen sind Popout-Erscheinungen vor denen eines oberflächlichen D-cracking-Rissbildes zu verzeichnen. Allerdings treten Popouts nicht nur bei frostbezogenen Schädigungen, sondern auch in Zusammenhang mit einer AKR auf.

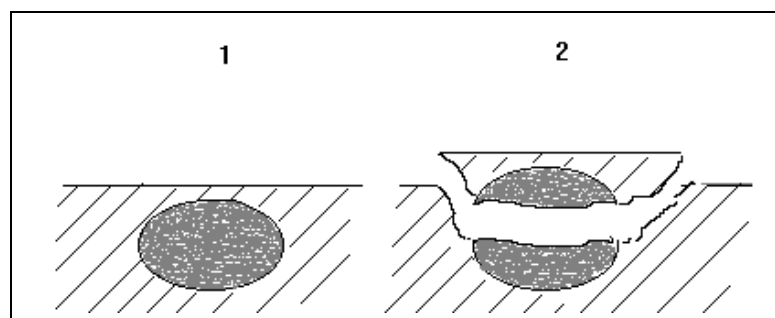
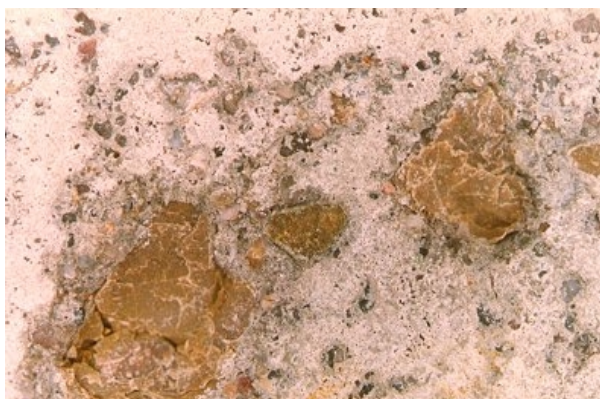


Abbildung 2-3: Erscheinungsbild beim Popout /15/



a) Betonoberfläche



b) Dünnschliff

Abbildung 2-4: Popout infolge Frostangriff; a) Ansicht Betonoberfläche; lange Bildkante: 45 mm; b) Dünnschliffaufnahme, lange Bildkante: 9,3 mm

Weiterhin ist in der englischsprachigen Literatur /14, 16/ gesondert von den Zerstörungsformen **cracking**, d.h. den Querrissen durch Bauteile, und **spalling** die Rede. Bei Letzterem handelt es sich um Brüche an der Betonplattenkante (z.B. an Verkehrsflächen). Hervorgerufen werden diese am häufigsten zu beobachtenden Schäden durch Dehnungen der Zementsteinmatrix infolge wiederholt auftretender Frost-Tau-Wechsel (FTW). /15/

Tabelle 2-5: Gegenüberstellung von Erscheinungsbildern am Beton als Folge von Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriffen /15/

Erscheinungsbild	Kennzeichen	Angriff / Ursache	Ursprung der Zerstörung
Mikrorisse	Mikrorisse im Betongefüge	Frost	Zementstein
Abwitterung (scaling)	flächige Zerstörung der Betonoberfläche	Frost-Tausalz	Zementstein
Popouts	partielle Zerstörung der Betonoberfläche	Frost	Zuschlag
D-cracking	typische Rissformation an Betonoberfläche, nachdem Betongefüge der darunter liegenden Schichten zerstört ist	Frost	Zuschlag
Brüche (spalling) und Makrorisse (cracking)	Brüche in der Randzone, Querrisse durch Bauteile	Frost	Zementstein, Zuschlag
flächige Makrorissbildung (map-cracking)	landkartenartiges Rissmuster an Betonoberfläche	Frost (und auch AKR)	Zementstein, Zuschlag

Hinweis: In Zusammenhang mit Frostangriff üben Tausalze in jedem Fall eine verstärkende Wirkung aus.

Es ist jedoch zu vermerken, dass einige Schadensbilder wie z.B. Abwitterung und Popouts nebeneinander auftreten können oder eine Schadensart eine weitere bewirken kann (D-cracking \Rightarrow Mikrorisse). Daher ist ohne tiefergehende Untersuchungen keine konkrete Zuordnung von Schadensbildern zu bestimmten Mechanismen und Einflussfaktoren - und somit eine Ursachenfindung - möglich.

2.2.3 Einflussfaktoren auf den Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand von Beton

Bevor Erklärungen für die Mechanismen gefunden wurden, die für die oben beschriebenen Schadensbilder am Beton verantwortlich sind, wurden zuerst die möglichen Einflussfaktoren analysiert. Im Gegensatz zu den nicht oder kaum beeinflussbaren äußeren (umweltbedingten) Faktoren können eine optimierte Betonzusammensetzung unter Verwendung qualitätsgerechter Betonbestandteile sowie entsprechende Herstellungs- und Verarbeitungstechnologien als sogenannte innere Faktoren erheblich den Frost-Tau- (FTW) bzw. Frost-Tausalz-Widerstand (FTSW) erhöhen (Tabelle 2-6).

Tabelle 2-6: Wichtige Einflussgrößen für den Frost-Tau-/Frost-Tausalz-Widerstand /6/

Betonzusammensetzung	technologische Einflüsse	Umweltbedingte Einflüsse
w/z-Wert	Nachbehandlung	Feuchtigkeitsangebot
Zement	Transport	Temperaturverhältnisse
Zuschlag	Verdichtung	Auftaumittel
Zusatzmittel	Schutzmaßnahmen	
Zusatzstoffe		

2.2.4 Schadensmechanismen beim Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriff

Wie durch die oben erwähnte Überlagerung von Schadensbildern und der Vielzahl der Einflussfaktoren bereits zu vermuten ist, sind die verursachenden Mechanismen teilweise sehr komplex. Bereits vor 60 Jahren erkannte man, dass bei der Auswahl von Baustoffen für dauerhafte Bauteile und Bauwerke deren Widerstand gegenüber Frost-Tau- bzw. Tausalz-Angriff entscheidend ist. Um diesen Widerstand prüfen und vor allem einordnen zu können, mussten die bei den jeweiligen Angriffen ablaufenden Mechanismen erkannt und verstanden werden. Hierzu führte man im Laufe der Jahre zahlreiche Untersuchungen speziell am Baustoff Beton bzw. am Zementstein durch. Trotz langjähriger Forschungen gibt es bisher jedoch keine, alle Vorgänge eindeutig erklärenden Theorien und daher bestehen immer noch unterschiedliche Auffassungen zu den ablaufenden Schadensmechanismen. Durch Überlagerungen mehrerer Mechanismen ist in erster Linie ungeklärt, welche Vorgänge nun endgültig eine Zerstörung hervorrufen.

Schadensmechanismen im Zementstein

Anhand der Ergebnisse der Grundlagenforschung konnte bisher eine Unterteilung in

- **makroskopische Zerstörungsmechanismen** (schichtenweises Gefrieren, ungleiche Temperatúrausdehnungskoeffizienten α_T , Temperatursturz) und
- **mikroskopische Zerstörungsmechanismen** (hydraulischer Druck, Osmose, Kristallisationsdruck, Mikroislinsenbildung, Thermodynamisches Modell)

vorgenommen werden. /6/

Anfangs ging man davon aus, dass ein Frostscha den auf die Eigenschaft des Wassers, beim Gefrieren um 9 Vol.-% zu expandieren, zurückzuführen sei. D.h. ein Versagen würde bei einem kritischen Wassersättigungsgrad⁷ des Materials von 91,7 % eintreten. Nachweislich fanden sich bereits Schäden am Beton mit einem weitaus niedrigeren Sättigungsgrad.

Die im Folgenden erläuterten Theorien beziehen sich zwar zum Teil auf Vorgänge im Zementstein, sind aber durchaus auf den Beton anwendbar.

Im allgemeinen kann davon ausgegangen werden, dass ungleiche **Temperatúrausdehnungskoeffizienten** (α_T) der Betonkomponenten nicht zu einer Betonschädigung führen. Ablaufende Vorgänge im mikroskopischen Bereich können allerdings durch Spannungen infolge unterschiedlicher α_T -Werte, insbesondere von Zementstein und Eis, verstärkt werden. Während der Temperatúrausdehnungskoeffizient des Eises $50 \cdot 10^{-6}/K$ beträgt, liegen die Temperatúrausdehnungskoeffizienten von Zementstein zwischen $9 \cdot 10^{-6}/K$ (trocken, 30 % r.F.) und $24 \cdot 10^{-6}/K$ (65 % r.F.). Die Koeffizienten der Zuschläge sind in den Bereichen von $3,5 - 7,5 \cdot 10^{-6}/K$ (Kalkstein) bis $10 - 12,5 \cdot 10^{-6}/K$ (Quarz⁸) einzuordnen /6/.

Seit dem Ersteinsatz von Tausalz in Deutschland in den 30er Jahren des vergangenen Jahrhunderts wird es bis heute als ein bewährtes Mittel im Straßenverkehr eingesetzt. Es bringt neben der Tauwirkung des Eises auf Fahrbahndecken jedoch nicht nur Vorteile mit sich. Neben den ökologischen Schäden an Boden und Grundwasser sowie der Metallkorrosion an Fahrzeugteilen ruft es ebenfalls beträchtliche Schäden an den Verkehrsbauwerken aus Beton und Stahlbeton hervor.

⁷ hier nicht gleichbedeutend mit der betonspezifischen Größe nach FAGERLUND /17/

⁸ α_T : Kieselgur $1,7 \cdot 10^{-6}/K$ bzw. Opal $6,0 \cdot 10^{-6}/K$

Für das Auftauen von Schnee und Eis mittels Taumittel wird die benötigte Schmelzwärme den oberflächennahen Schichten des Betons entzogen. Dabei kommt es zu einem **Temperatursturz**, welcher starke Druck- und Zugspannungen in der Betonrandzone hervorruft. Obwohl theoretisch gesehen die entstehenden Zugspannungen die des Zementsteines übersteigen, ist der Temperatursturz als Schadensursache in der Praxis nicht von primärer Bedeutung /6/. Manche Tausalze, wie z.B. NaCl, entziehen in Abhängigkeit ihrer Lösungswärme dem Beton zusätzliche Schmelzwärme. Einen weiteren Einfluss auf den Temperatursturz haben neben der Art des Taumittels auch die Taumittelkonzentration und die vorhandene Eisschichtdicke.

Einen stark zerstörungsfördernden Faktor bei einem Frost-Tausalz-Angriff stellt das **schichtenweise Gefrieren** dar /6/. Die entstehende Tausalzlösung verhindert bei entsprechenden Temperaturen eine erneute Eisbildung infolge des niedrigeren Dampfdruckes über der Lösung gegenüber reinem Wasser. Jedoch dringt die Tausalzlösung in tiefere Schichten des Betons ein und bewirkt einen Konzentrationsunterschied zwischen Betonoberfläche und den tiefer liegenden Schichten. Tritt nun ein Temperaturabfall unter den Gefrierpunkt der Tausalzlösung ein, wie es über Nacht durchaus auftreten kann, so erfolgt zuerst in der oberen Betonschicht eine Eisbildung (Abbildung 2-5). Die untere Schicht ist aufgrund der niedrigeren Konzentration der Tausalzlösung und des Temperaturgefälles ebenfalls gefroren. Gefriert infolge einer weiter absinkenden Temperatur die mittlere Schicht erst später, ist ein Druckausgleich nicht mehr möglich und die obere Schicht wird abgesprengt. Im Gegensatz zur reinen Frosteinwirkung, welche unter Umständen innere Gefügestörungen wie Mikrorisse hervorruft, kann kombinierter Frost-Tausalz-Angriff zu oberflächlichen Abwitterungen führen.

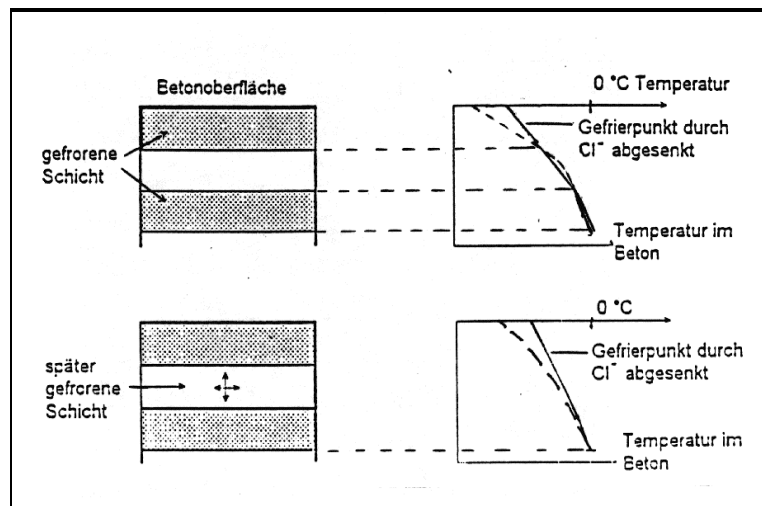


Abbildung 2-5: Schichtenweises Gefrieren des Betons infolge Tausalzeinwirkung /18/

Die erste zu den mikroskopischen Ursachen aufgestellte Theorie ist die bereits erwähnte von POWERS stammende „Hydraulic Pressure Theory“ (**hydraulischer Druck**) aus dem Jahre 1945. Diese besagt, dass durch die fortschreitende Eisfront das verbleibende Porenwasser durch die Kapillarporen gepresst wird. Je länger der Weg des Wassers bis zu einer die Spannungen abbauenden Luftpore ist, desto größer wird der hydraulische Druck. Übersteigt der hydraulische Druck die vom Beton aufnehmbaren Zugspannungen, kann es zu Rissbildungen kommen. Allerdings spielen hierbei die Gefrierate, die Permeabilität des Betons sowie die Viskosität des Wassers eine nicht unbedeutende Rolle. Der hydraulische

Druck ist einer der wichtigsten mikroskopischen Faktoren für die Schadensbildung bei Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Belastung /6/.

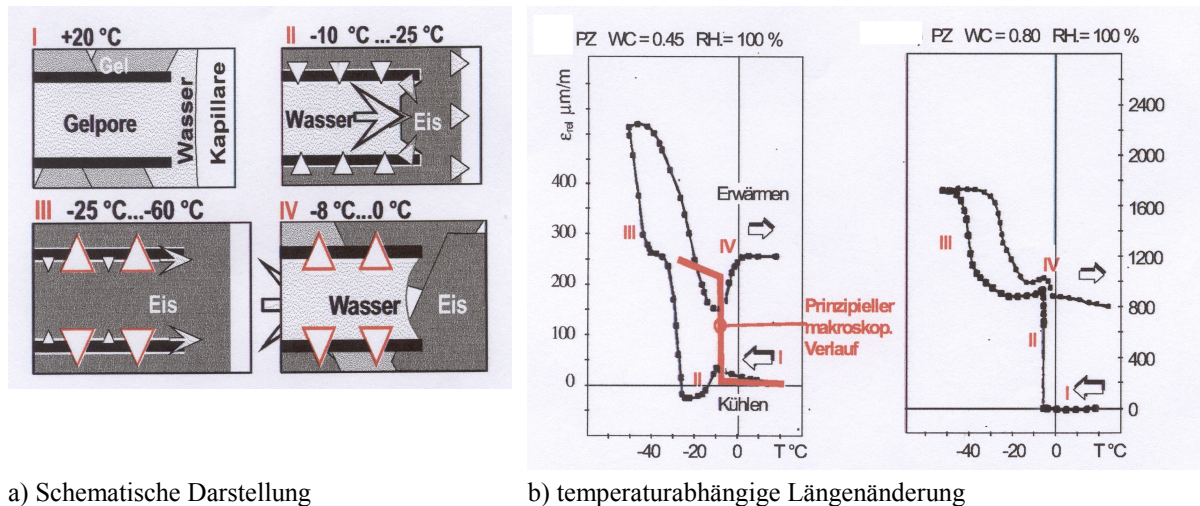
1953 entwickelte POWERS gemeinsam mit HELMUTH die „Osmose and Pressure Theory“, da sich zeigte, dass die Theorie des hydraulischen Druckes nicht für Proben mit fortschreitender Dehnung bzw. Schwindung zutraf. Der neuen Theorie entsprechend baut sich ein Druck infolge eines Konzentrationsunterschiedes auf. Dies bedeutet, dass eine Eisbildung zuerst in den größeren Poren beginnt und somit die verbleibende Porenlösung eine höhere Konzentration an Alkalien und anderen gelösten Stoffen aufweist als die Porenlösungen kleinerer, noch eisfreier Poren. Durch den Konzentrationsunterschied wandert das Wasser von den kleineren zu den größeren Poren, wo aufgrund der vorausgegangenen Eisbildung kein Platz zu einer weiteren Wasseraufnahme verfügbar ist. Dieser, eine Gefügezerstörung bewirkende Vorgang ist mit einer Osmose vergleichbar und wurde somit als **osmotischer Druck** bezeichnet. Der osmotische Druck ist proportional der Konzentration der Porenlösung. Beim Einsatz von Tausalzen wird der osmotische Druck und somit die Gefahr einer Gefügezerstörung wesentlich erhöht. Nach /6/ ist dieser Mechanismus nicht als primäre Schadensursache zu betrachten.

Der **Kristallisationsdruck** ist zu unterscheiden in hydrostatischen Druck, linearen Wachstumsdruck und in den Kristallisationsdruck infolge Hydratation. Von entscheidender Bedeutung ist hier der hydrostatische Kristallisationsdruck des Eises /6/. Nach MEHTA /14/ spielt die Kristallisation von Salzen in Zuschlägen eine wesentliche Rolle.

Das **Modell der Mikroislinsenbildung und der Mikroislinsenpumpe** wurde von SETZER /19/ aufgestellt. Grundlagen hierfür sind, dass der Gefrierpunkt des Porenwassers in den Gelporen durch Gefrierpunktsabsenkung unter 0°C liegt. Dabei sinkt dieser Gefrierpunkt in Abhängigkeit der kleiner werdenden Pore bis auf -60°C. Dieses Phänomen führt dazu, dass im Porensystem des Zementsteins flüssiges Wasser, Eis und Wasserdampf gleichzeitig nebeneinander existieren. Weiterhin ist bei diesem Modell zu beachten, dass entsprechend thermodynamischen Überlegungen Wasser zu den größeren Eiskristallen transportiert wird, sowohl direkt als auch durch Verdunsten der Porenflüssigkeit und Gefrieren am größeren Eispartikel. Der Druck in der Flüssigkeit ist dabei lediglich temperaturabhängig und es ist zu beachten, dass die Zementsteinmatrix nicht unendlich starr ist.

Das Modell der Mikroislinsenbildung und Mikroislinsenpumpe kann anhand der schematischen Darstellung in Abbildung 2-6a sowie den bei Messungen aufgezeichneten Dehnungskurven (Abbildung 2-6b) veranschaulicht werden. Phase I in Abbildung 2-6a zeigt das Porensystem der Zementsteinmatrix mit seinen Gel- und den größeren Poren und der darin befindlichen Porenlösung. Bei Temperaturabsenkung gefriert zuerst die Flüssigkeit in den größeren Poren. Durch die Volumenzunahme beim Phasenübergang Wasser zu Eis kann eine leichte Dehnung erfolgen (Phase I, Abbildung 2-6b). Beim weiteren Abkühlen im Temperaturbereich von -10°C bis -25°C (Phase II, Abbildung 2-6a) zieht sich das mit ungefrorenem Wasser gefüllte Gel zusammen, so dass es zum Schwinden kommt, wie es in Phase II im Kurvenverlauf von Abbildung 2-6b ersichtlich ist. Dabei wird Wasser aus den Gelporen heraus gedrückt und an den Mikroislinsen in größeren Poren angefroren und somit gefangen. Bei weiterer Temperaturabsenkung bis zu -60°C (Phase III, Abbildung 2-6a, Abbildung 2-6b) gefriert das in den Gelporen verbliebene Wasser zu Eis unter Volumenzunahme. Da die umgebende Matrix gefroren ist, wirkt ein Druck auf die Matrix.

Beim Erwärmen (Phase IV, Abbildung 2-6a) bis auf 0°C tritt ein Hysterese-Effekt ein (Phase IV, Abbildung 2-6b), wobei ein Teil der erfolgten Dehnung irreversibel ist. Die Gelporen dehnen sich unter reduziertem Druck aus und das darin befindliche Eis schmilzt zu Wasser unter Volumenabnahme. Das Gel ist nun wieder in der Lage, Wasser aufzunehmen, kann es aber nur von äußeren Quellen beziehen, da die Flüssigkeit in den größeren Poren noch gefroren ist. Durch das Nachsaugen erfolgt wiederum eine Dehnung, bis die 0°C überschritten sind (Phase IV, Abbildung 2-6b). Der Nachsaug- bzw. Pumpeffekt kann bei Labor-Frost-Prüfverfahren beobachtet werden, indem während der Frost-Tau-Wechsel die Masse der Proben zunimmt.



a) Schematische Darstellung

b) temperaturabhängige Längenänderung

Abbildung 2-6: Mikroeislinnenbildung; a) Schematische Darstellung des Eislinnenmodells /19/; b) Thermische Ausdehnung einer versiegelten Zementsteinprobe /19/

SETZER stellte ebenfalls das **thermodynamische Modell** zur Wirkung von Oberflächenkräften auf, welche zu Frostschäden führen können. In dem Modell wird davon ausgegangen, dass bei entsprechenden Temperaturen - bis auf eine adsorbierte Wasserschicht auf der Partikeloberfläche - auch das Wasser in den Gelporen gefriert. Die durch die neue Grenzschicht Wasser/Eis hervorgerufenen zusätzlichen Oberflächenspannungen bewirken um so höhere Drücke, je kleiner der jeweilige hydraulische Radius der Pore ist. Die daraus resultierenden Druckunterschiede zwischen eisgefüllten Poren unterschiedlicher Größe können erhebliche Spannungen im Mikrogefüge des Zementsteines erzeugen. Da das Modell von Grundlagenuntersuchungen gestützt wird sowie mit anderen bekannten Mechanismen übereinstimmt, kann man davon ausgehen, dass die mit dem Modell erklärten Vorgänge in bezug auf eine Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Schädigung nicht unerheblich sind. /6/

Schadensmechanismen im Zuschlag

Die oben beschriebenen Mechanismen sind zwar auf die Vorgänge im Zementstein bezogen, zeigen jedoch bei der Betrachtung der Abläufe in den Zuschlägen auch Gültigkeit. Die betrifft vorrangig den hydraulischen und den osmotischen Druck, aber auch die Frage der Ausdehnungskoeffizienten sowie den Kristallisationsdruck.

Die ausschließlich mit dem Zuschlag im Zusammenhang stehenden Schadensmechanismen sind:

- D-cracking und
- Popouts.

Wie bereits bekannt, wird **D-cracking** als Schadensfall infolge des Einsatzes nicht frostbeständiger Zuschläge meist erst nach einigen Jahren an der Oberfläche durch charakteristische Rissmuster augenscheinlich, während im Inneren des Betons bereits ein verdichtetes Rissystem vorliegen kann. Der Begriff D-cracking wird mitunter in der Literatur auf den Begriff „durability-cracking“ oder den Sachverhalt zurückgeführt, dass die entstehenden Risse D-förmig verlaufen. Schadensverursachend sind Grobzuschläge, welche ganz bestimmte Porenkennwerte aufweisen. Die Poren tragen dazu bei, dass sich bei Vorhandensein von Feuchtigkeit in Beton und Zuschlag (die Eigenfeuchte durch die Betonherstellung kann schon ausreichend sein) bei der Wirkung von Frost und damit beim Gefrieren des Wassers oder der in den Zuschlag eingedrungenen Porenlösung zu Eis ein hydraulischer Druck aufbaut, der so groß werden kann, dass die resultierende Zugbeanspruchung die Festigkeit des Zuschlages übersteigt und Risse im Zuschlag verursacht. Diese Risse breiten sich dann in der Zementsteinmatrix weiter aus.

Seit Beginn der 70er Jahre wurden in den USA umfangreiche, über mehrere Jahre gehende Untersuchungsprogramme durchgeführt /13, 20, 21/, um die **Ursachen** des D-cracking näher zu definieren.

Schwerpunkte lagen in der Ermittlung des Einflusses

- der verwendeten Zuschläge hinsichtlich Art und Korngröße,
- von Porenstruktur und -gefüge der Zuschläge,
- der Betonfeuchte sowie
- von konstruktiven Aspekten.

a) Bei Mikrostrukturuntersuchungen an entnommenen Bohrkernen konnten Risse in der unteren Schicht des Straßenbetons mit Grobzuschlag /13/ und im Grobzuschlag selbst /20/ festgestellt werden. In den USA wird zu einem großen Teil ungebrochener natürlicher Zuschlag verwendet. Hierbei treten Fraktionen bis zu 63 mm oder größer auf, welche z.T. auch in frostgefährdeten Regionen zur Anwendung kamen.

Als Kriterium, wonach das Versagen beurteilt wurde, diente die Expansion der Probekörper nach einer bestimmten Anzahl von Frost-Tau-Wechseln. Es wurde eindeutig festgestellt, dass mit abnehmender Zuschlaggröße und Menge des Grobzuschlages die Gefahr des D-cracking abnimmt, d.h. Grobzuschlag kleiner 25 mm (1 in.) /13/ bzw. nach NEVILLE /22/ 13 mm (1/2 in.) und Feinzuschlag dürften kein Problem darstellen.

Dies ist aber nicht absolut zu sehen und auch nicht auf sämtliche Zuschläge übertragbar.

Einerseits stellte man fest, dass sich aus unbeständigem Grobmaterial gebrochener Zuschlag kleiner 25 mm als beständig erwies, und andererseits zeigte ein aus beständigem Grobmaterial gewonnener Zuschlag kleiner 25 mm in einem Frost-Tau-Wechseln ausgesetzten Beton Rissbildungen. Dies liegt in den geomorphologischen Eigenschaften des Gesteins begründet.

Zeitweilige Differenzen in der Ausbildung der Rissmuster sind auf unterschiedliche Materialien und nicht auf unterschiedliche Mechanismen zurückzuführen /13/. Laut MEHTA /14/ wurde für Gesteine wie Sandstein, Kalkstein und Schiefer ein Bereich von 12 bis 25 mm als kritisch festgehalten.

Ein Problem bei der Frostbeständigkeit von Beton sind plattig gebrochene Zuschläge, da sich unter ihnen Wassersäcke bilden können, welche beim Gefrieren unter Umständen zu Schädigungen führen. Dieser Effekt steht jedoch in keinem Zusammenhang mit dem D-cracking.

b) Obwohl eine Porosität von ca. 3 bis 10 % in den Zuschlägen nicht gleichzusetzen ist mit 30 - 40 % Kapillarporosität in einem typischen Zementstein eines erhärteten Betons /14/, so laufen doch in den Zuschlägen erhebliche Schädigungsmechanismen ab.

Von Bedeutung ist das Porensystem der Zuschläge. Dabei spielt weniger die Gesamtporosität eine Rolle, sondern die Porengrößenverteilung /14/. Die Gesamtporosität ist lediglich insofern von Bedeutung, dass nicht poröse Zuschläge bzw. solche mit einer sehr niedrigen Gesamtporosität einerseits und Zuschläge mit einer sehr hohen Porosität andererseits, deren Kapillarporensystem durch Makroporen wie z.B. beim Travertin unterbrochen sind, kein Problem darstellen /22/.

KANEUJI /23/ untersuchte ebenfalls die qualitative Beziehung zwischen Betondauerhaftigkeit und Porengrößenverteilung der Zuschläge. Bei gleichem Gesamtporenvolumen zeigen Zuschläge mit niedrigeren Porengrößen eine geringere Dauerhaftigkeit. Für Zuschläge, die ähnliche Porengrößen aufweisen, resultiert das größere Gesamtvolumen in einer niedrigeren Dauerhaftigkeit. Beim Vergleich von Zuschlagverhalten mit den Ergebnissen der Quecksilberhochdruckporosimetrie haben MARKS und DUBBERKE /24/ herausgefunden, dass, mit einer Ausnahme die analysierten nicht beständigen Zuschläge eine Dominanz von Porendurchmessern im Bereich von 0,04 bis 0,2 μm zeigten, während Zuschläge mit guter bzw. ausgezeichneter Beständigkeit vorrangig Porendurchmesser oberhalb dieses Bereiches aufwiesen.

In Laboruntersuchungen ermittelte Porengrößenverteilungen können jedoch nicht als absolut betrachtet werden, da das Porensystem u.a. durch physikalische Vorgänge, die Dehnungen in Zuschlägen hervorrufen, ständigen Änderungen unterworfen ist /14/. Zudem beinhaltet die mittels MIP erfasste Porengrößenverteilung nur den Teil der Poren, die in diesem Verfahren erfasst werden können (z.B. bis 300 μm) und nicht die Grobporen.

c) Feuchtigkeit spielt eine wesentliche Rolle im Zusammenhang mit D-cracking.

In Feldversuchen an verschiedenen Orten im U.S. Bundesstaat Ohio wurde die Erkenntnis gewonnen, dass lokale Unterschiede des Witterungseinflusses hinsichtlich Niederschlag sowie die Art der Befeuchtung (direkt/indirekt) ohne nennenswerte Bedeutung sind /13/. Die Eigenfeuchte des Betons kann in kritischen Fällen schon ausreichend sein. Durch eine nicht erfolgende atmosphärische Trocknung sind besonders die unteren Plattenbereiche betroffen.

STARK, D. /13, 25/ hat in Laboruntersuchungen, u.a. auch an Bohrkernen aus den Feldversuchen, einen wesentlichen Einfluss von Art und Dauer der Frostperiode auf den Durchfeuchtungsgrad des Straßenbetons ermittelt. In den sogenannten „slow cycle’s“, also in

Versuchen mit geringeren Abkühlgradienten, waren größere Feuchteaufnahmen zu verzeichnen /25/. Dies wirkte sich verstärkend bezüglich des Auftretens von D-cracking aus.

d) Gute Entwässerungssysteme sind Voraussetzung beim Bau von dauerhaften Straßen. Durch die Installation solcher Entwässerungssysteme kann D-cracking nicht verhindert, jedoch aber gemindert werden /13/ hinsichtlich Ausbildungsrate und Ausmaß /26/. Ein Vorhandensein von Dampfsperren und Fugendichtern kann D-cracking nicht reduzieren /13, 20, 26/.

Durch den Einsatz von Luftporenbildnern konnte das D-cracking-Ausmaß lediglich gemindert werden.

Durch viele aufwendige Untersuchungen hat man Kenntnis über die Einflussfaktoren von D-cracking erlangt und ist auch in der Lage, diese genauer zu definieren. Daraus folgend war es möglich, das Auftreten von D-cracking-Erscheinungen zu mindern. Eine endgültige Aussage zu den ablaufenden Mechanismen konnte allerdings noch nicht getroffen werden /26/. Man führt die Schädigungen auf Spannungen zurück, die während der Frost-Tau-Wechsel an kritisch getränkten groben Zuschlägen auftreten /13/.

Mit Sicherheit ist das seitens der Zuschläge hervorgerufene D-cracking, gleich den anderen Schadensbildern wie Mikrorisse und oberflächliche Abwitterungen, auf eine Reihe von Mechanismen und deren komplexes Zusammenwirken bei Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriffen zurückzuführen.

Popouts können durch Zuschläge mit einer hohen Sättigung verursacht werden. Durch Feuchtigkeit und Gefrierprozesse kommt es zur Expansion des Zuschlages, welche im Extremfall ein Absprengen von Zuschlagbestandteilen bewirkt (Popout). Dabei werden die darüber liegenden Zementsteinbereiche ebenfalls mit erfasst. Größere Zuschlagkorngrößen führen zu größeren Popouts. /15/

Bei Zwischenuntersuchungen von D-cracking aufweisenden Proben bzw. Fahrbahnflächen waren mit steigender Tendenz Popouts festgestellt worden. Obwohl einerseits die Häufigkeit des Auftretens von Popouts in Beziehung steht zur Anfälligkeit eines Betons bezüglich D-cracking, so besteht jedoch andererseits kein Zusammenhang und auch keine direkte Korrelation zwischen beiden Phänomenen /13/.

2.2.5 Maßnahmen zur Verhinderung von Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Schäden

Zur Verhinderung von Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Schäden bestehen folgende Möglichkeiten:

- Finden eines geeigneten Prüfverfahrens für Zuschläge zur Vorbeugung von D-cracking und anderen Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Schäden,
- Reduzieren der maximale Zuschlagkorngrößen für Straßenbeton auf $< 22 \text{ mm}$; (wird bereits praktiziert),
- Minimieren der Vorschädigung des Betons durch niedrigen w/z-Wert von ca. 0,35, geeignete Nachbehandlung, Erfüllung konstruktiver Aspekte u.a.

2.2.6 Zusammenstellung, Beschreibung und Wertung von Frost- und Frost-Tausalz-Prüfverfahren

Übersichten

Weltweit gibt es eine Vielzahl von Prüfverfahren für die Ausgangsmaterialien von Beton und für Beton selbst. Für die Prüfung von Betonzuschlag hinsichtlich Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand gilt in Deutschland für alle Bundesländer die RG Min-StB 93 /182/ und die TL Min-StB 94 /183/. Weiterhin ist die Prüfung von Gesteinskörnungen für Beton entsprechend DIN EN 206-1 /184/ (bisher nach DIN 1045 /185/) nach DIN 4226-1 /181/ geregelt, wobei in der DIN 4226-1 hinsichtlich der Frost-Prüfverfahren auf die DIN EN 1367-1 /186/ (ehemals DIN 52104, Teil 1, Prüflösung Wasser, /187/) verwiesen wird.

Zu den herkömmlichen Untersuchungen zum Frost-Tausalz-Widerstand von Zuschlägen wird neuerdings gemäß DIN 4226-1 bzw. DIN EN 1367-1, Anhang B /186/ (ehemals DIN 52104, Teil 3, /187/) neben dem Test mit 1 %iger Natriumchlorid-Lösung als Taumittel, der Magnesiumsulfat-Test (DIN EN 1367-2; /188/) eingesetzt, wobei die Widerstandsfähigkeit über den Masseverlust durch Zerstörung infolge des Kristallisationsdruckes von Magnesiumsulfat als Kriterium herangezogen wird – ohne jegliche Frosteinwirkung.

In den USA – sozusagen dem Ursprungsland des D-crackings - wurde aufgrund der bestehenden D-cracking-Problematik intensive Forschung betrieben, um dem Mechanismus auf den Grund zu gehen, und um ein geeignetes Prüfverfahren für Zuschläge zu finden. Dieser Umstand führte über Zwischenstufen zur Entwicklung des Washington Hydraulic Fracture Tests /27/ bzw. des Hydraulic Fracture Tests, einer modifizierten, hinsichtlich der Auswertung und der Übertragbarkeit auf Beton verbesserten Version, mittels welchem die D-cracking-Beständigkeit direkt am Zuschlag erfaßt werden kann.

Für die Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstandsfähigkeit von Beton gibt es nach DIN keine festgelegten Prüfverfahren, sondern nur Grenzwerte für die Gewährleistung der Frost-Tau-Wechselbeständigkeit nach DIN EN 206, d.h. Deskriptionsprinzip anstelle des Performanceprinzips. Hierzu zählen der w/z-Wert, der Frischbetonluftgehalt und die Zementfestigkeit für die Betonherstellung. Für den Festbeton sind der Mikroluftporengehalt, der Abstandsfaktor und die Wassereindringtiefe von Bedeutung.

Es gibt jedoch eine Reihe von Prüfverfahren, die zur Untersuchung der **Frostbeständigkeit** von Beton in Deutschland Anwendung finden können. Dazu gehören das CIF-Verfahren /28/ (modifiziertes CDF-Verfahren /29/, wobei Wasser anstelle von NaCl-Lösung verwendet wird) und die österreichische Norm ÖNORM B 3303 /189/.

Zur Untersuchung der **Frost-Tausalz-Beständigkeit** von Beton werden in Deutschland ebenfalls verschiedene Verfahren genutzt. Diese kann man hinsichtlich der Methodik in zwei Kategorien einteilen, in die Eintauch- und in die Übersichtungsverfahren. Zu den Eintauchverfahren gehören u.a. das **CDF**-, das **VDZ**-Verfahren /190/ und V 2-95 (Verfahren in Sachsen Anhalt, /191/). Das Hessische Verfahren 192/, die **ÖNORM B 3303** sowie der schwedische Slab-Test SS 13 72 44 /193/ gehören u.a. zu den Übersichtungsverfahren. Als Taumittel kommt bei den genannten Verfahren NaCl-Lösung zur Anwendung. In Deutschland sind die geltenden Vorschriften bundeslandabhängig. So finden je nach Bundesland der CDF-

Test und/oder die ÖNORM Anwendung sowie das VDZ-Würfelverfahren, mitunter auch in modifizierter Version. Einige Bundesländer entwickelten eigene Verfahren (Tabelle 2-7).

Tabelle 2-7: In Deutschland gültige Prüfverfahren zum Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand von Beton

Bundesland	Vorschrift/Prüfverfahren	Abweichung von Verfahren bzw. Kriterien
Baden-Württemberg	offenporiger Beton und LSW: CDF-Verfahren /29, 30/, sonst ÖNORM B 3303 /189/	
Bayern	Autobahnbaudirektion: CDF-Verfahren	
Berlin	Einführung des CDF-Verfahrens geplant	
Brandenburg	ÖNORM B 3303, Einführung des CDF-Verfahrens geplant	
Bremen	ÖNORM B 3303	
Hamburg	kein Betonstraßenbau	
Hessen	keine Vorschrift, nur in Ausschreibung festgelegt, i.d.R. CDF Hessisches Verfahren von Oktober 1990 für vorgefertigte Betonerzeugnisse /192/	nach 28 bzw. 56 FTW, 5 d kapillares Saugen; 3 % NaCl-Lösung; 50 FTW in 50 d; Abwitterungstiefe $\leq 0,50$ mm
Mecklenburg-Vorpommern	keine	
Niedersachsen	ÖNORM B 3303	
Nordrhein-Westfalen	CDF und VDZ (Frost-Tau-Widerstand) /190/ VDZ (Frost-Tausalz-Widerstand)	VDZ: max. Abwitterung: hoher FTWid.: 50 FTW/ 5 M.-%; 100 FTW/ 10 M.-%; hoher FTSWid.: 50 FTW/3 M.-%; 100 FTW/ 5 M.-%; sehr hoher FTSWid.: 50 FTW/ 2 M.-%; 100 FTW/ 3 M.-%
Rheinland-Pfalz	kein Betonstraßenbau, Verfahren für Betonpflaster	
Saarland	keine Auskunft	
Sachsen	Sachsenfrost /194/; ähnlich CDF	Luftkühlung; 3 % NaCl-Lösung; 50 FTW; 17 d, 0,20 cm ³ /cm ² Volumenverdrängung unter Wasser
Sachsen-Anhalt	V-2-95 /191/	Luftkühlung, 3 % NaCl-Lösung; 50 FTW, Volumenverlust (Tauchwägung) 5 % Fraktile: $< 0,2$ cm ³ /cm ² , Festigkeitsabfall (Spaltzugfestigkeit) < 25 %
Schleswig-Holstein	CDF; VDZ	
Thüringen	CDF-Test sowie Prüfvorschrift des Hessischen Verfahrens /192/	

Wie oben bereits erwähnt, haben eine Reihe der in Deutschland verwendeten Prüfverfahren ihren Ursprung in andern Ländern. Es gibt allerdings weitere Prüfmethode, bei denen der Masseverlust als Kriterium nicht die primäre Rolle spielt. Da durch Einwirkung von Frost-Tau-Wechseln frostempfindlicher Beton zur Dehnung und innerer Zerstörung neigt, gibt es hierfür Prüfvorschriften nach ASTM (u.a. „Rapid Freezing and Thawing“ ASTM C 666 /195/, „Powers Slow Cool“ ASTM C 671 /196/). Die Tabelle 2-8 beinhaltet die Prüfverfahren, die in anderen Ländern zur Untersuchung des Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton verwendet werden.

Tabelle 2-8: In ausgewählten Ländern gültige Prüfverfahren zum Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand von Beton

Land	Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand, Vorschrift/Prüfverfahren
Finnland	Finnische Methode SFS 5447 /197/ und 5449 /198/
Kanada	ASTM C 666 /195/, ASTM C 672 /199/
Norwegen	Slab-Test (/193/, nicht routinemäßig), ASTM C 666 und CDF (/29, 30/, selten – wenn gefordert)
Österreich	ÖNORM B 3303 /189/
Schweden	Slab-Test SS 13 72 44
USA	ASTM C 666, ASTM C 671 /196/ und ASTM 672

Im Folgenden werden die in dieser Arbeit verwendeten Prüfverfahren zum Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand von Zuschlag (Tabelle 2-9) und Beton (Tabelle 2-10) hinsichtlich des Prüfmediums, dem Temperaturbereich im Test, der Prüfdauer, der zu prüfenden Materialmengen und des Prüfkriteriums gegenüber gestellt. Hier nicht aufgeführt ist der schwedische Slab-Test SS 13 72 44 /193/, welcher als Betonprüfverfahren in die neue europäische Norm aufgenommen wird.

Tabelle 2-9: Wichtigste Angaben zu gegenwärtig verwendeten Prüfverfahren für den Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand von Zuschlag

Zuschlag- Prüfverfahren	Medium	Temperatur- bereich	Zeit	Material- mengen	Kriterium nach DIN 4226-1 /181/
Deutschland					
DIN 52104 Teil 1 /187/	Wasser	$(-17,5 \pm 2,5)$ – $(+20 \pm 3)^{\circ}\text{C}$	10 FTW / ca. 10 d	3 x 2 - 6 kg je nach Korngröße	⁹ je nach Durchfeuchtung $\Delta m \leq 4$ bzw. 2 % Straßenbeton: $\Delta m \leq 1$ %
DIN EN 1367-1 /186/	Wasser	$(-17,5 \pm 2,5)$ – $(+20 \pm 3)^{\circ}\text{C}$	10 FTW / ca. 10 d	3 x 1 - 4 kg je nach Korngröße	F_1 : $\Delta m \leq 1$ % F_2 : $\Delta m \leq 2$ % F_4 : $\Delta m \leq 4$ % F_{NR} : keine Anforderung
DIN 52104 Teil 3 /187/	1 % NaCl- Lösung	$(-17,5 \pm 2,5)$ – $(+20 \pm 3)^{\circ}\text{C}$	10 FTW / ca. 10 d	3 x 2 - 6 kg je nach Korngröße	⁸ kein Grenzwert
DIN EN 1367-1 /186/ Anhang B bzw. DIN 4226-1 Anhang N /181/	1 % NaCl- Lösung	$(-17,5 \pm 2,5)$ – $(+20 \pm 3)^{\circ}\text{C}$	10 FTW / ca. 10 d	3 x 1 - 4 kg je nach Korngröße	$\Delta m \leq 8$ % ₂ bei $\Delta m > 8$ % Betonversuche durchführen
DIN EN 1367-2 /188/	MgSO ₄ - Lösung	20°C – $(110 \pm 5)^{\circ}\text{C}$	5 Wechsel ca. 3 Wochen	10/14: ca. 2 x 430 g 14/20: ca. 2 x 630 g	MS ₁₈ : $\Delta m \leq 18$ % MS ₂₅ : $\Delta m \leq 25$ % MS ₃₅ : $\Delta m \leq 35$ % MS _{NR} : keine Anforderungen
USA					
WHFT /27/	Wasser	ca. 15°C (Leitungs- wassertem- peratur bei 12°C), Trocknung	50 - 100 Druck- entlastungen; 8 d Gesamtdauer	5 x 3 kg	HFI > 120 nach 50 Druckentlastungen HdI: entsprechend ASTM C 666 /195/, Dehnungswerte Straßenbeton: 0,06 % / 100 FTW

⁹ Kriterien nach alter DIN 4226 vom April 1983

Tabelle 2-10: Wichtigste Angaben zu gegenwärtig verwendeten Prüfverfahren für den Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand von Beton

Beton-Prüf-verfahren	Medium	Temperaturbereich	Zeit	Materialmengen	Kriterium
Frost-Tau-Widerstand Deutschland					
CIF /28/	Wasser	-20°C - +20°C	56 FTW /28 d (Gesamtdauer: 5 Wochen + Hst. und VL)	≥ 800 cm² Prüffläche (≥ 5 x 150er Würfel)	≤ 2000 g/m² / 56 FTW; ΔE _{dyn} ≤ 40 % nach ZTV-W /200/
Frost-Tausalz-Widerstand Deutschland					
CDF /29, 30/	3 %ige NaCl- Lösung	-20°C - +20°C	28 FTW /14 d (Gesamtdauer: 3 Wochen + Hst. und VL)	≥ 800 cm² Prüffläche (≥ 5 x 150er Würfel)	≤ 1500 g/m² / 28 FTW
Frost-Tausalz-Widerstand International					
USA: ASTM C 666-A /195/	Wasser	(-17,8±1,7)°C – (+4,4±1,7)°C	300 FTW	Balken: mind. 76 mm x max. 127 mm x mind. 276 mm	Längenänderung / rel. E-Modul > 60 %
USA: ASTM C 666-B /195/	Luft/ Wasser	(-17,8±1,7)°C – (+4,4±1,7)°C	300 FTW	Balken: mind. 76 mm x max. 127 mm x mind. 276 mm	Längenänderung / rel. E-Modul > 60 %

Hst – Herstellung; VL - Vorlagerung

Nachfolgend wird das Prinzip der in dieser Arbeit zur Anwendung gekommenen Prüfverfahren für den Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstand für Zuschläge und Beton kurz beschrieben. Die Details zum Ablauf sind im Anhang 2 aufgeführt.

DIN 52104, Frost-Tau-Wechsel-Versuch; Verfahren N: Frostbeanspruchung unter Wasser

Bei diesem Test zur Untersuchung des Frost-Tau-Widerstandes von Gesteinskörnungen werden die Gesteinskörnungen nach einer 24-stündigen Wasserlagerung mit der Prüflösung Wasser in geschlossenen Behältern eingefroren. Nach 10 Frost-Tau-Wechseln, die nach einem vorgegebenen Befrostungsregime ablaufen, wird der Masseverlust ermittelt, der durch Abwitterung an den Gesteinskörnungen entstanden ist. Dabei gilt als Masseverlust (Trockenmasse) alles Material, welches das Sieb mit der halben Maschenweite der unteren Korngröße der geprüften Fraktion passiert.

Diese Prüfvorschrift entspricht im wesentlichen der nun gültigen DIN EN 1367-1. Die dafür festgelegten Kriterien zur Beurteilung der Materialien nach DIN 4226-1 sind ebenfalls in Tabelle 2-9 ersichtlich.

DIN 52104 Teil 3, Frost-Tau-Wechsel-Versuch; Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen; Prüfung von Gesteinskörnungen mit Taumitteln

Der Versuchsablauf zur Untersuchung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Gesteinskörnungen entspricht dem Teil 1 der DIN 52104. Als Prüflüssigkeit kommt hierbei allerdings eine 1 %ige NaCl-Lösung zur Anwendung.

Für diese bisher angewendete Norm tritt nun die DIN EN 1367-1 Anhang B in Kraft, die im wesentlichen der DIN 52104 Teil 3 entspricht. Das Kriterium für die Prüfung an Gesteinskörnungen ist wie in Tabelle 2-9 angegeben, in der neuen DIN 4226-1 (Tabelle 17) festgelegt. Wird das Kriterium nicht erfüllt, erfolgt nach DIN 4226-1 Anhang N eine Prüfung am Beton.

DIN EN 1367-2: Magnesiumsulfat-Verfahren

Für die Untersuchung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Gesteinskörnungen ist nach DIN 4226-1 das Magnesiumsulfat-Verfahren nach DIN EN 1367-2 anzuwenden. Hierbei werden die Gesteinskörnungen nach vorgegebenem Zeitregime mittels entsprechender Siebe in Magnesiumsulfat-Lösung getaucht und anschließend nach einer Abtropfphase im Ofen getrocknet, um nach einer Abkühlphase den Vorgang mit dem Tauchen in Magnesiumsulfat-Lösung fortzusetzen. Es erfolgen insgesamt 5 Tauch- und Trocknungszyklen. Als Kriterium gilt der gesamte Masseverlust in % (Tabelle 2-9), mit dessen Hilfe die Materialien in Qualitätskategorien nach DIN 4226-1 Tabelle 18 eingestuft werden. Nach DIN 4226-1 gilt als Kriterium für eine frost-tausalz-beständige Gesteinskörnung mit erhöhtem Widerstand die Kategorie MS₁₈, d.h. ein Magnesium-Sulfat-Wert von ≤ 18 % (Masseverlust). Weitere Kategorien sind MS₂₅ und MS₃₅ mit Masseverlusten ≤ 25 bzw. ≤ 35 %.

Washington Hydraulic Fracture Test als Betonzuschlag-Prüfung

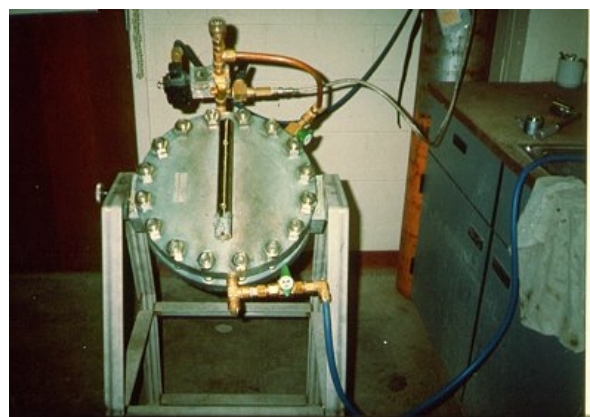
Der Washington Hydraulic Fracture Test (WHFT) ist in den USA im Rahmen des Strategic Highway Research Programs (SHRP) als eine schnelle Methode zur Identifizierung der D-cracking-Empfindlichkeit von Zuschlägen an der University of Washington in Seattle entwickelt worden /27, 31/. Da D-cracking eine infolge des Frostangriffes am Beton mit nicht beständigen Zuschlägen auftretende Schadenserscheinung ist, wird dieser Test, obwohl er den Frostangriff nur simuliert, den Frostprüfverfahren für Zuschläge zugeordnet. /32/

Mit diesem Verfahren ist es möglich, mit einem Minimum an zeitlichem, ökonomischem und personellem Aufwand, eine D-cracking-Gefahr an Zuschlägen zu erkennen. Der WHF-Test ist ausgelegt für Material 19 - 32 mm oder größer. Die Grundlage für diesen Test bildet die Kenntnis über kritische Porengrößen von Zuschlägen (0,04 - 0,2 μm).

Beim Washington Hydraulic Fracture Test werden die zu untersuchenden Gesteinskörnungen in eine Druckkammer (Abbildung 2-7a) gegeben, welche anschließend (Abbildung 2-7b) mit Leitungswasser gefüllt einem Druck ausgesetzt wird, der so groß ist, dass sich auch die kritischen Poren in den Zuschlägen mit Wasser füllen und die in den Poren befindliche Luft komprimiert wird.



a) WHFT-Kammer mit Gesteinskörnung



b) geschlossene WHFT-Kammer

Abbildung 2-7: WHFT-Druckkammer; a) mit Gesteinskörnung gefüllt, b) während des Testes

Durch eine Druckentlastung innerhalb eines Sekundenbruchteils wird das Wasser infolge der sich dekomprimierenden Luft aus den Poren gepresst und bewirkt durch die schnelle Bewegung durch das Porensystem der Gesteinskörner den Aufbau eines hydraulischen Druckes, wie er beim Frostangriff auftritt. Bei nicht widerstandsfähigen Materialien, welche die hohen internen Drücke nicht elastisch ausgleichen können, kommt es zu Absplitterungen bzw. zum Bruch. Zur Bewertung der Gesteinskörnungen wird die Masse und die Anzahl der Gesteinsstücke nach dem Test erfasst, woraus der Hydraulic Fracture Index (HFI) bzw. nach neuerer Vorgehensweise der Hydraulic Dilation Index (HDI) zur Bewertung ermittelt wird.

Nimmt der Hydraulic Fracture Index (HFI) einen Wert < 120 an, dann gelten diese Zuschläge als D-cracking-gefährdet /33/. Dies ging als Erfahrungswert aus den Versuchen in den USA hervor. Es hat sich gezeigt, dass diejenigen Zuschläge, die in der Praxis D-cracking aufwiesen, auch in diesem Test mehr Zerstörung zeigten als nicht D-cracking empfindliche. Der Test ist anwendbar auf ein breites Feld unterschiedlichster Zuschläge, trotzdem gibt es immer noch Ausnahmen. Um die Reproduzierbarkeit des Testes zu verbessern, wurden in den USA u.a. eine Reihe von Ringtests - hauptsächlich Korrelationstests zwischen Zuschlaguntersuchung und Betondehnungsversuchen - durchgeführt. Im Ergebnis dieser Versuche steht eine Berechnungsvorschrift für den HDI, die es ermöglichen soll, anhand der Tests an Gesteinskörnungen mittels WHFT auf die zu erwartende Betondehnung zu schließen. Besagte Berechnungsvorschrift wird gegenwärtig in laufenden Forschungen präzisiert.

CDF- und CIF-Verfahren

Ein Verfahren zur Untersuchung des Frost-Tausalz-Widerstandes ist das CDF-Verfahren (Capillary Suction of Deicing Chemicals and Freeze-Thaw-Test nach SETZER und HARTMANN /29, 30/). Dabei werden die entsprechend vorbereiteten Betonproben im Eintauchverfahren (nur Prüffläche eingetaucht) nach einem 7-tägigen kapillaren Saugen in der Prüflösung, d.h. 3 %ige NaCl-Lösung beim CDF- und Wasser beim CIF-Test, 28 bzw. 56 Frost-Tau-Wechseln im CDF-Test bzw. CIF-Test nach vorgegebenem Temperaturregime ausgesetzt. Nach einer bestimmten Anzahl an Frost-Tau-Wechseln erfolgt jeweils die Erfassung der Abwitterung. Im gesamten Testzeitraum wird weiterhin die Masseänderung und beim CIF-Test zusätzlich die innere Schädigung durch zerstörungsfreie Prüfmethoden ermittelt.

Als Abnahmekriterium für einen erhöhten Frost-Tausalz-Widerstand beim CDF-Test mit NaCl-Lösung als Prüflösung gilt eine maximale mittlere Abwitterung von 1500 g/m^2 nach 28 FTW.

Beim CIF-Verfahren mit Wasser als Prüfmedium gilt nach ZTV-W 1997 /200/ die Prüfung des Frostwiderstandes als bestanden, wenn nach 56 FTW die Abwitterung $\leq 2000 \text{ g/m}^2$ und die Änderung des dynamischen E-Moduls $\leq 40 \%$ beträgt /200/. An einem verbesserten Abnahmekriterium wird gearbeitet.

US-amerikanisches Verfahren ASTM C 666

Die ASTM C 666 ist ebenfalls in 2 Verfahren, Procedure A und Procedure B, unterteilt.

Bei Procedure A „Schnelles Frieren und Tauen in Wasser“ wird der gesamte Betonprobekörper in Wasser eingetaucht nach einem Temperaturregime Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt. Nach einer bestimmten Anzahl an Frost-Tau-Wechseln werden jeweils Messungen zur

Bestimmung des dynamischen E-Moduls und der Längenänderung (axial) durchgeführt. Der Versuch läuft insgesamt über 300 FTW oder wird abgebrochen, wenn 60 % des dynamischen E-Moduls bzw. 10 % Längenänderung erreicht sind. Ein relativer dynamischer E-Modul $> 80 \%$ wird als „gut“, kleiner 60 % als „schlecht“ eingestuft. Werte dazwischen gelten als unsicher hinsichtlich der Bewertung des Frost-Tausalz-Widerstandes. Das Kriterium für die Dehnung liegt zwischen 0,06 und 0,1 %. Da der Test als nicht sehr genau eingestuft wird, verwenden viele Firmen in den USA eigene Kriterien entsprechend den Erfahrungswerten.

Entsprechend Procedure B „Schnelles Frieren an Luft und Tauen in Wasser“ müssen die Betonproben in der Gefrierphase vollständig von Luft und in der Tauphase vollständig von Wasser umhüllt sein. Ansonsten ist das Prinzip des Verfahrens dem von Procedure A gleichzusetzen. Mitunter werden 350 anstelle von 300 FTW durchgeführt. Die Kriterien sind denen von Procedure A gleich.

Bei dem ASTM-Verfahren wird die breite zulässige Zeitspanne als nachteilig betrachtet.

Wertung

Das Problem bei der Untersuchung des Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton liegt oft in der hohen Schwankungsbreite von Anforderungen an die Tests. Dies betrifft zum einen die Schwankungsbreiten zwischen Ist- und Soll-Temperatur sowie der Dauer von Gefrier- und Auftauzeiten. Auch die Bestimmung der Abwitterung ist nicht in jedem Fall reproduzierbar.

Da bei den Frost-Prüfverfahren eine kurze Prüfzeit angestrebt wird, sind die Prüfbedingungen infolge hoher Prüflösungskonzentrationen sowie 3-axialen Frostangriffes oft praxisfremd.

Der CDF- bzw. CIF-Test zeichnet sich durch eine relativ kurze Prüfdauer sowie durch eine hohe Reproduzierbarkeit aus. Dazu trägt die geringe Abweichung zwischen Regel- und Ist-Temperatur von 0,5 K bei. Die Ermittlung der Abwitterung ist ebenfalls bearbeiterunabhängig.

Gegenwärtig kommt die Untersuchung der inneren Schädigung mittels Ultraschall- und Frequenzanalyse mehr zur Anwendung. Hierdurch können erste Anzeichen von Schäden erfasst werden, auch wenn an den Oberflächen des Betons noch keine Veränderungen zu verzeichnen sind. Das CIF-Verfahren ist zwar in der ZTV-W /200/ verankert; da es sich jedoch nicht um eine Norm handelt, gelten die Abnahmekriterien nur für den in der ZTV-W erfassten Bereich als verbindlich.

In den meisten Ländern beruhen die Bewertungskriterien auf jahrelanger Prüferfahrung. Auf Grund der Unterschiedlichkeit der Prüfverfahren hinsichtlich Temperatur, Dauer, Anzahl der Frost-Tau-Wechsel, Prüfmedium etc. und nicht zuletzt der Betonmischungen ist es bisher nicht möglich, Korrelationen aufzustellen und die Dauerhaftigkeit von Beton international vergleichbar zu machen. Zwischen den CDF-Test-Ergebnissen und den Slab-Test-Ergebnissen wurde ein gesicherter Zusammenhang vom RILEM-TC 117 festgestellt.

2.2.7 Übertragbarkeit von Laborversuchen auf Praxisverhältnisse

Anhand der bisher aufgeführten Erkenntnisse aus der Literatur zum Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstand von Gesteinskörnungen für Beton ist bekannt, welche Schäden am Beton auftreten und welche Eigenschaften von Gesteinskörnungen sich kritisch auf die Betondauerhaftigkeit auswirken können. Weiterhin wurde dargelegt, dass es eine Reihe von Prüfverfahren zur Erfassung der Zuschlag- und Betondauerhaftigkeit gibt, die aufgrund von der Praxis abweichenden, z.T. sehr unterschiedlichen Prüfbedingungen nicht immer untereinander in ihren Aussagen korrelieren bzw. nicht zu 100 % sichere Materialbewertungen ermöglichen. Um die mit der Praxis am besten korrelierenden Prüfbedingungen zu finden, führt man Vergleichsuntersuchungen unter Labor- und Praxisbedingungen durch, die über längere Zeiträume andauern.

Bekannt sind Langzeitversuche aus den USA zur D-cracking-Beständigkeit von Frost-empfindlichen Zuschlägen, durchgeführt unter Praxisbedingungen, die seit Mitte der 70er Jahre liefen und in /21/ nach 16 Jahren ausgewertet wurden. Hierfür wurden verschiedene, möglicherweise D-cracking-gefährdete Zuschläge in verschiedene Betonstraßenabschnitte eingebaut unter Verwendung verschiedener Zuschlag-Korngrößen, Drainage-Techniken und Schulter/Brückenkappen-Konstruktionen, mit und ohne Fugen sowie mit und ohne Fugendichtungen. Im Ergebnis dieser Untersuchungen konnten die D-cracking-Mechanismen und die Ursachen von D-cracking erfasst sowie Maßnahmen gegen das Auftreten von D-cracking aufgestellt werden.

Während der Herstellung der Betonstraßen-Abschnitte wurden ebenfalls Betonbalken 3 in. x 3 in. x 11¼ in. (75 mm x 75 mm x 281 mm, je Straßenabschnitt 3 Proben) für Labor-Frost-Tau-Versuche (350 FTW, 2 FTW/d) hergestellt. Als Kriterium diente die Längenänderung der Proben. Es wurde herausgefunden, dass die Straßenbetone, die D-cracking an den Fugen aufwiesen im Labor mit einer Dehnung von $\geq 0,40$ % nach 125 von 350 Frost-Tau-Wechseln oder eher versagten. Auch versagten einige Materialien im Labor nach weniger als 125 FTW, zeigten aber kein D-cracking in der Praxis. Es ist allerdings nicht gesagt, ob sich nach weiteren Jahren doch noch D-cracking entwickelt, da es sich hierbei um einen Langzeitprozess handelt. Materialien, deren Praxisverhalten als nicht D-cracking-gefährdet bekannt war, zeigten sowohl im Straßentest als auch im Labor eine sehr gute Beständigkeit und bewiesen somit eine gute Korrelation von Labor- und Praxisversuchen.

Es gibt auch neuere Untersuchungen /34, 35, 36, 37/ zum Vergleich des Betonverhaltens im Labor und in der Praxis, die seit Mitte der neunziger Jahre in Schweden laufen.

In diesen Untersuchungen an Betonproben unterschiedlicher Zusammensetzungen führte man Laborprüfungen entsprechend dem schwedischen Slab Test SS 13 72 44 und parallel dazu Auslagerungen unter verschiedenen Klimabedingungen durch. Bis Ende 2001 lagen Untersuchungsergebnisse von bis zu 5 Jahren vor.

Die Betone wurden mit verschiedenen Zementen und/oder verschiedenen Zuschlagstoffen (Hüttensand, Kalksteinmehl) bzw. Zusatzstoffen (Hüttensand, Flugasche, Silica Slurry) hergestellt.

Folgende Bindemittel kamen für die Untersuchungen /34, 35, 36/ zum Einsatz:

- CEM I (HS/NA),
- CEM I + 5 % Silica,
- CEM I + 30 % Hüttensand (HÜS) → CEM II/B-S sowie
- CEM III/B (70 % HÜS).

Die dabei verwendeten Wasser-Bindemittel-Werte w/bm lagen bei 0,30, 0,35, 0,40, 0,50 bzw. 0,75. Die Betone wurden sowohl mit als auch ohne Luftporenbildner (LP) hergestellt. In der Fraktion 0/8 kam Sand bzw. Kies zum Einsatz und in der Fraktion 8/16 Splitt. Die Untersuchungen zu Volumen-, Ultraschalllaufzeit- und optischen Änderungen erfolgten an halben 150-mm-Würfelproben (je Auslagerungsstation 2 Stück), wobei die gesägte Fläche als Prüffläche fungierte. Vor der Auslagerung verweilten die Proben 1,5 bis 3 Monate im Labor bei 20°C/65 % r.F. /34, 35, 36/

Entsprechend dem Untersuchungsziel wurden die Proben unter verschiedenen Lagerungsbedingungen geprüft:

1. Laborlagerung, Slab Test,
2. Auslagerung unter marinen Bedingungen: Ponton in Meerwasser-Hafenanlage in Träslövsläge, Schweden (Abbildung 2-8a),
3. Auslagerung unter Autobahnbedingungen: E 40 Ost-West zwischen Borås und Göteborg, Schweden (Abbildung 2-8b),
4. salzfreie Auslagerung: Gelände des schwedischen Prüfinstitutes SP in Borås, Schweden.



a) Pontons mit Proben



b) Proben neben Fahrbahn

Abbildung 2-8: Auslagerungsstationen in Schweden, a) Meerwasser-Auslagerungsstation; b) Auslagerungsstation an Straße E 40

In Tabelle 2-11 sind die Lagerungsbedingungen vergleichend aufgeführt.

Tabelle 2-11: Lagerungsbedingungen

Parameter	1 – Labor	2 - Meer	3 – Straße	4 - Freigelände SP
Temperatur-minimum	-20°C	milder als 3 und 4	-15 bis -20°C	-15 bis -20°C
Frost-Tau-Wechsel	56 FTW		ca. 60 - 70 FTW/a*	ca. 60 - 70 FTW/a*
Dauer unter 0°C			ca. 1750 - 2200 h/a*	ca. 1750 - 2200 h/a*
Salzbelastung in %	3 %	mittlere	starke (> 3 %)	keine (0 %)
Niederschlagsmenge pro Jahr	Beaufschlagung mit Lösung	700 mm/a	900 mm/a	900 mm/a
Durchfeuchtung		mittlere (Spritzwasser durch Wellen)	starke (im Winter)	mäßige (nur durch Niederschlag)

* Daten wurden im Winter 1996/1997 bzw. 1997/1998 erfasst /38, 37/

Wichtig ist zu vermerken, dass das Klima für Lagerung 3 (Straße) und Lagerung 4 (SP-Gelände) aufgrund der geographischen Nähe zwar ähnlich, die Mikroklima allerdings sehr verschieden sein können.

Im Folgenden sind die Ergebnisse der Untersuchungen bezogen auf die einzelnen Parameter aufgeführt.

Hinsichtlich w/bm-Wert:

- mit zunehmenden w/bm-Wert kam es zu Volumenabnahmen unter allen Auslagerungsbedingungen, mit allen Bindemitteln sowie mit und ohne LP (begründet mit verstärktem Abwitterungserscheinungen durch schlechtere Betonqualitäten, Betondichte),
- bei PZ+Silica waren bei einigen w/bm-Werten leichte Volumenzunahmen unter allen Auslagerungsbedingungen und ohne Verwendung von LP zu verzeichnen,
- mit zunehmenden w/bm-Wert kam es zur Zunahme der Ultraschalllaufzeiten bei PZ + Silica unter allen Auslagerungsbedingungen und bei PZ bei Auslagerung an der Straße und unter marinen Bedingungen (begründet mit verstärkt auftretenden inneren Schäden),
- PZ + 30 % Hüttensandanteil zeigte mit zunehmenden w/bm-Wert einen Abfall in der Ultraschalllaufzeit, insbesondere unter marinen und unter salzfreien Auslagerungsbedingungen (SP-Gelände),
- w/bm-Werte < 0,50 verbessern den Frost-Tau-Widerstand (FTW),
- w/bm-Werte < 0,50 bewirken einen hohen Frost-Tau-Widerstand auch ohne LP.

Hinsichtlich Bindemittel:

- die Volumenabnahmen bei einem w/bm = 0,75 wurden bei Betonen in folgende Richtung stärker: PZ → PZ + Silica → CEM II/B-S → CEM III/B /36/,
- mit zunehmendem Hüttensandanteil wurden stärkere Schäden (Volumenänderungen) sowohl mit als auch ohne Luftporenbildner verzeichnet, begründet wurde dies mit einer gröberen Porenstruktur bzw. mit einem gröberen Gefüge, in welches eher Feuchtigkeit eindringen kann sowie unter Bezug auf /39/ mit der möglichen Bildung weniger stabiler Carbonatphasen,

- Proben aus PZ + 5 % Silica zeigten leichte Volumenvergrößerungen im Bereich von $w/bm = 0,30 - 0,50$ unter allen Auslagerungsbedingungen, (begründet mit innerer Rissbildung) sowie eine Zunahme der Ultraschalllaufzeiten mit zunehmendem w/bm und mit der Zeit (von 4 zu 5 Jahren Auslagerung)L; durch innere Rissbildung konnte möglicherweise mehr Wasser nachgesaugt werden,
- CEM II/B-S-Beton war widerstandsfähiger als Beton mit PZ + Silica, CEM III/B-Beton zeigte einen deutlich geringeren Widerstand als Beton mit PZ + Silica,
- Portland-Kalksteinzement zeigte keine Auffälligkeiten, außer bei Verwendung von $w/bm = 0,75$ und 0 %, 3 % bzw. 4,5 % Luftporen durch eine verstärkte Volumenabnahme /36/,
- Betone mit schnellerhärtendem Zement zeigen bei $w/bm = 0,40$ (ohne LP) die deutlichste Volumenänderung von 2 % und auch starke Schwankungen bei den Ultraschalllaufzeiten /36/,
- Betone mit sulfatbeständigem Zement (PZ) zeigen bei $w/bm = 0,40$ (ohne LP) die deutlichste Volumenänderung (noch < 2 %) und auch starke Schwankungen bei den Ultraschalllaufzeiten /36/.

Hinsichtlich Luftporenanteil:

- Betone mit Luftporen zeigten an der Straße unter Salzeinfluss geringere Schäden als luftporenfreie Betone,
- alle Betone ohne Luftporen zeigten bei Auslagerung ohne Salzbelastung einen sehr guten Frostwiderstand,
- Betone ohne Luftporen zeigten am Meer einen sehr guten Frostwiderstand, wenn PZ oder PZ + 5 % Silica eingesetzt wurde,
- Mischungen mit Hüttensand zeigen bei Salzeinfluss die stärksten Schäden - unabhängig vom LP-Einsatz,
- bei CEM III/B haben Luftporen kaum verbessernde Wirkungen auf den Frostwiderstand infolge der veränderten Schädigungsmechanismen.

Hinsichtlich Auslagerungsart/Klima:

- der Salzangriff sowie die Stärke des Angriffes hat möglicherweise primären Einfluss auf den Frostwiderstand,
- das Klima, d.h. Temperatur und Feuchte in Wert und Änderungsverhalten, hat deutlichen Einfluss auf den Frostwiderstand,
- der stärkste Angriff erfolgt an der Straße (größte Volumenabnahme infolge höchster Salzbelastung, hoher Durchfeuchtung durch Niederschlag und Spritzwasser und kälterem Klima als am Meer),
- am Meer erfolgte der zweitstärkste Angriff hinsichtlich Volumenabnahme (zwar dauerhafte, aber geringer konzentrierte Salzbelastung als an Straße, möglicherweise ähnliche Durchfeuchtung wie an Straße, Temperaturen milder als an Straße),

- schwächster Angriff, d.h. die geringste Volumenänderung, erfolgte auf dem Institutsgelände (keine Salzbelastung, Temperaturen gleich der Straße, Niederschläge entsprachen zwar denen an der Straße, jedoch erfolgte hier keine zusätzliche Belastung durch Spritzwasser),
- die Ultraschalllaufzeitzunahme war an den am Meer gelagerten Probekörpern am deutlichsten (Vermutung: stärkste Durchfeuchtung),
- Die Ergebnisse der Untersuchungen unter marinen Bedingungen inklusive Hüttensandeinsatz bestätigten Versuche von BREMNER et.al. /40/ in Kanada.

Hinsichtlich Prüfkriterien:

- die Volumenänderung allein ist nicht aussagekräftig genug, da sich Schäden als Volumenabnahme infolge Abwitterung oder Volumenänderung durch innere Rissbildung äußern können und diese Überlagerung nicht differenziert werden kann,
- die Ultraschallmessungen können nur an Proben mit nicht allzu starker Volumenänderung durchgeführt werden.

Hinsichtlich Korrelation Auslagerung und Slab-Test:

- Betone, die im Labor bestehen, bestehen auch in der Praxis, Ausnahme: $w/bm > 0,75$ und HÜS- bzw. Silicaeinsatz, d.h. eine Korrelation mit dem Slab-Test besteht vorrangig nur für Betonarten, für die der Test ausgelegt ist, also Betone hergestellt mit PZ, niedrigem bis mittleren w/z und LP,
- es treten Unstimmigkeiten auf bei Betonen, die mit Zusatzstoffen bzw. Zumahlstoffen (Silica, HÜS) hergestellt wurden,
- es treten Unstimmigkeiten auf bei Betonen mit hohen w/bm -Werten von 0,75, da das Slab-Test-Prüfregime Betone mit hohem w/z -Wert überbewertet, d.h. eine zu hohe Dauerhaftigkeit prognostiziert /41/,
- es treten Unstimmigkeiten auf bei Betonen, die ohne LP hergestellt wurden,
- generell kann gesagt werden, dass Betone, die im Labor (Slab-Test) versagen, auch in der Praxis versagen,

Ausnahme: LP-freie Betone mit niedrigem w/bm -Wert versagen zwar im Labor, wiesen aber während der Untersuchungszeiträume in der Praxis einen guten Widerstand auf, somit lagen die Laborergebnisse auf der „sicheren Seite“ bzw. es kann zu einer Unterbewertung (einer zu niedrig prognostizierten Dauerhaftigkeit) mancher Betone u.a. beim Slab Test /41/ kommen.

- mit einem Alter von 28 Tagen ist nicht jeder Beton „reif“ für Frost-Tauwechsel-Tests, deshalb bringen Laborergebnisse mitunter schlechtere Werte als die Praxis,
- durch eine längere Carbonatisierungsphase in der Praxis kann sich bei PZ-Beton eine Art „Carbonat-Schutzschicht“ bilden, die nach 7 Tagen Vorlagerung beim Laborversuch noch nicht ausgebildet ist /42/, hingegen führt die Carbonatisierung bei Hüttensandbetonen in der Praxis zu einer Verschlechterung des Frost-Tausalz-Widerstandes /35, 41/.

In /41/ wurden Ausführungen zum Einfluss der Gefrierate und Gefrierzeit auf den Frostwiderstand von Betonen gemacht. So vermerkte man u.a., dass Betone mit einem niedrigen Wasser-Zement-Wert ($w/z = 0,45$) mehr Abwitterungen zeigen bei langsamen Gefrieraten und langen Gefrierzeiten, wie es beim schwedischen Slab-Test der Fall ist. Betone mit $w/z = 0,55$ (höhere w/z) zeigen höhere Abwitterungen bei hohen Gefrieraten und kurzen Gefrierzeiten, wie es beim CDF-Test der Fall ist. Nach /25/ haben anhaltende Frostperioden eine schädigendere Wirkung auf Betone mit einem w/z -Wert von 0,50 (könnte den Slab-Test-Erfahrungen zugeordnet werden), auch bei Einsatz von Luftporenbildnern. Zudem beeinflusst die Länge der Tauphase die Schädigung.

Daher sollten die Labortests praxisnah eingerichtet /41/ bzw. auf die Praxis geeicht werden /34/, abhängig vom Einsatzort des Betons in Europa. Die Abkühlrate kann hier in einigen Gebieten stark vom Durchschnittswert von etwa $1,5 - 3^{\circ}\text{C/h}$ abweichen. Die Anzahl der Frost-Tau-Wechsel im Labor muss optimiert werden – auch im Hinblick auf die verschiedenen Beton-Typen (Bindemittelzusammensetzung, w/z -Wert, LP-Gehalt). /41/

Nach /34/ müssen die Prüfvorschriften genau angeben, für welche Beton-Typen die Verfahren geeicht sind und für welche geeignet.

/37/ nutzte ebenfalls die Auslagerungsstation 2 an der Autobahn in Schweden für Untersuchungen mit Flugasche- bzw. Silica Fume Beton, hergestellt mit unterschiedlichen Zementen und w/z -Werten. Auch hier wurden mit niedrigen w/z -Werten die besten Frostwiderstände erzielt, was allerdings eher mit der erhöhten Betonfestigkeit als mit dem Einsatz von LP-Bildnern in Zusammenhang gebracht wurde. Die Ultraschalluntersuchungen brachten hier unklare Ergebnisse, wobei der „Healing-Effekt“ als mögliche Erklärung aufgeführt wird. Unter „Healing“ versteht man das Zuwachsen (z.T. auch nur partiell) von Mikrorissen durch die Reaktion von noch unhydratisierten Zementpartikeln und Feuchtigkeit, welche in die Risse gelangen und dort Barrieren aus Hydratationsprodukten bilden. Über diese Barrieren kann der Ultraschallimpulse kürzere Wege durch den Beton finden.

Es konnten in den Untersuchungen von /37/ Volumenänderungen erfasst werden. Allerdings wurde die Versuchszeit von 2 Jahren als zu kurz bewertet. Die Schäden waren auch verstärkt an den nicht abgedichteten Unterseiten der Betonproben zu verzeichnen, da hier die Feuchtigkeit nicht so einfach abtrocknen konnte wie an der Probenoberseite bzw. an den Seitenflächen /37/. Sicherlich spielten bei diesen Schäden Temperaturgradienten und Spannungsunterschiede zwischen den Probenseiten eine Rolle.

Für die Bewertung und den Vergleich derartiger Versuche sollte in Zukunft die Ultraschallgeschwindigkeit (Laufzeit auf Probenlänge bezogen) angegeben werden. Weiterhin sind weitere Messmethoden anzuwenden, u.a. die Messung der Längenänderung, um die „Healing-Effekte“ zu umgehen, die eine scheinbare Verbesserung der Ultraschalllaufzeiten bringen. Die Versuche sollten auch noch auf die Prüfung zum Verhalten der Zuschläge ausgeweitet werden.

2.2.8 Offene Fragen zum Kenntnisstand Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriff auf Beton

Sind Prüfungen an Gesteinskörnungen geeignet, um Vorhersagen zu deren Dauerhaftigkeit im Beton zu treffen?

Anhand welcher Parameter ist die Dauerhaftigkeit von Gesteinskörnungen für Beton zu bewerten?

Wie kann der Taumiteinfluss auf die Materialdauerhaftigkeit (Gesteinskörnung, Beton) praxisnah untersucht und bewertet werden?

Wo liegen die individuellen Probleme einzelner Prüfverfahren und sind die Kriterien praxisnah angelegt bzw. zur Differenzierung von Materialqualitäten geeignet?

Wie praxisnah sind die Labor-Betonprüfverfahren für den Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstand?

2.3 Alkali-Zuschlag-Reaktion

2.3.1 Vorbemerkung, Begriffsdefinitionen

Bei der Alkali-Zuschlag-Reaktion kommt es zu einer chemischen Reaktion zwischen reaktiven Zuschlägen und Alkalien. Handelt es sich um silicatische Zuschläge, spricht man von einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR). Sind die reaktiven Zuschläge carbonatisch oder dolomitisch, ist von einer Alkali-Carbonat- bzw. einer Alkali-Dolomit-Reaktion (ACR) die Rede. Jedoch ist die Frage offen, ob eine Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion theoretisch ablaufen kann bzw. im Beton abläuft und dabei auch schädigend wirkt, oder ob die aufgetretenen Schäden eher den silicatischen Bestandteilen der Gesteinskörnungen zuzuschreiben waren. Gleich der Schadensproblematik beim Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Angriff gilt auch für die Schäden infolge Alkali-Zuschlag-Reaktion: Schadensfälle treten selten auf, aber der Einzelfall kann extrem hohe Kosten verursachen. Zudem können die Gesteinsmaterialien nicht immer klar und eindeutig anhand von Materialart oder Herkunft als reaktiv eingestuft werden.

In der englischsprachigen Literatur gibt es nach GRATTAN-BELLEW /43, 44/ folgende Standard-Unterteilung der unter dem Begriff Alkali-Aggregate Reaction (AAR; Alkali-Zuschlag-Reaktion) ablaufenden Reaktionen:

- Zum Ersten gibt es die ASR, die Alkali-Silica Reaction. Die ASR kann als vereinfachte Form der Säure-Base-Reaktion zwischen alkalischer Porenlösung und amorphem oder reaktivem SiO_2 im Zuschlag betrachtet werden.
- Weiterhin wird die ASSR, die Alkali-Silicate Reaction, aufgeführt. Hierbei handelt es sich um eine Reaktion von Zwischenschicht-Ausfällungen der Phyllosilicate und der alkalischen Porenlösung /44, 45/. Diese Reaktion läuft viel langsamer ab als die ASR. Durch Unklarheiten über die ablaufenden Prozesse ist eine Unterscheidung zwischen ASR und ASSR schwierig.
- Zur Alkali-Zuschlag-Reaktion gehört ebenfalls die Alkali-Carbonate Reaction, wobei es der Definition nach zu einer Reaktion zwischen den Carbonaten der Zuschläge und der alkalischen Porenlösung kommen soll. Tritt die Reaktion zwischen Alkalien und dolomitischem Zuschlag auf, spricht man von einer Alkali-Dolomite Reaction.

Da diese Klassifizierung nicht immer eine eindeutige Identifizierung ermöglicht, erfolgte 1994 eine Definition nach CAN/CSA A23.1 /44, 201/.

Alkali-Silica Reaction (ASR) tritt auf:

- 1) bei schwach kristallinen oder metastabilen SiO_2 -Mineralien wie z.B. Opal, Tridymit, Cristobalit sowie sauren, neutralen und basischen vulkanischen Gläsern und künstlichen Gläsern und
- 2) bei verschiedenen Quarzvarianten wie z.B. Chalcedon, kryptokristallinem bis mikrokristallinem und makrogranularem Quarz mit deformiertem Kristallgitter, reich an Einschlüssen, stark brüchig oder granuliert; schwach kristallisiertem Quarz an Zuschlaggrändern und Quarz-Zement-Überwachungen. In diese Kategorie sind auch

langsam reagierende Zuschläge wie Grauwacke, Tonschiefer, Kieselschiefer, Quarzporphyr, Quarz-Arenit und Hornfels eingeschlossen.

Eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion findet im Beton relativ häufig statt. Die harmlose, nicht zu Schäden führende Form der AKR ist die vorherrschende Version /46/. Die AKR tritt weltweit auf - außer in den Polargebieten /46/. Sie kommt jedoch erst in unseren Betrachtungsbereich, wenn daraus sichtbare Schäden am Beton resultieren.

2.3.2 Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Eine Vielzahl von Wissenschaftlern hat sich, nicht zuletzt aufgrund von Bauwerksschäden, intensiv mit der AKR beschäftigt, mit dem Ziel, Auslöser und Mechanismus der Schadensreaktion aufzudecken und entsprechende Maßnahmen zur Bekämpfung schädigender Alkali-Kieselsäure-Reaktionen zu finden. Bisherige Erkenntnisse werden im Folgenden dargelegt und resultierende offene Fragen aufgeführt.

Unter Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) wird eine chemische Reaktion zwischen unterschiedlichen Formen der Kieselsäure aus den Betonzuschlägen und den Alkalihydroxiden (NaOH, KOH) der Porenlösung des erhärteten Betons bzw. von außen eindringender Alkalien verstanden. Das dabei entstehende Alkali-Kieselsäure-Gel wirkt durch Volumenvergrößerung infolge Wasseraufnahme treibend und kann zu Betonschäden führen.

Schadensbilder

Makroskopisch sind auf den ersten Blick in vielen Fällen keine besonderen Anzeichen auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion erkennbar. Jedoch bei genauerer Betrachtung werden z.B. Gelaustritte an der Oberfläche augenscheinlich. Ein Hammerschlag kann mitunter sogar die Probe zerstören /47/. Bei eingehender Untersuchung des Probeninneren werden dabei an den Zuschlägen Reaktionsränder bzw. in Zuschlägen und Matrix innere Gelbildungen, z.B. durch kleine mit weißer (nicht nadeliger) Substanz gefüllte Poren deutlich.

Reaktionsränder bilden sich um Zuschläge herum aus, z.B. bei Porphyren und Flinten, deutlich auch bei Sandsteinen (Abbildung 2-9), und können bis in den Mikrobereich hinein verfolgt werden. Sie sind immer sichtbar unter dem Stereo- und Polarisationsmikroskop.

Makroskopisch sind derartige Ränder beim Stressquarz, einem tektonisch beanspruchten Quarz mit gestörter Mikrostruktur, weniger deutlich erkennbar.

Bei der beschriebenen **Gelbildung** handelt es sich um ein dickflüssiges Gel /48/, welches ein höheres Volumen einnimmt als dessen Ausgangsstoffe. Nach einem Austrocknen ist es flächenhaft bis schollenartig /47/.

Die „innere Gelbildung“ wird in Poren (Abbildung 2-10a) und Mikrorissen augenscheinlich. Dieses oft dichte Gel kann aber auch in Schollen zerbrochen sein. Am Porenrand ist es glasig aussehend (Abbildung 2-10b).

Das Quellen des Gels in den Zuschlägen infolge Wasseraufnahme kann interne Drücke, d.h. osmotische Drücke bzw. Quelldrücke bis zu 20 N/mm^2 erzeugen, welche die Zugfestigkeit des Betons von $2 - 5 \text{ N/mm}^2$ und auch der Zuschläge übersteigen. Letztere können Zugfestigkeiten zwischen 0 und 20 N/mm^2 , manche Grauwacken und Flinte sogar bis etwa

27 N/mm² aufweisen /49/¹⁰. Das Alkali-Kieselsäure-Gel läuft dann mitunter durch die entstandenen Risse in die Zementsteinmatrix.

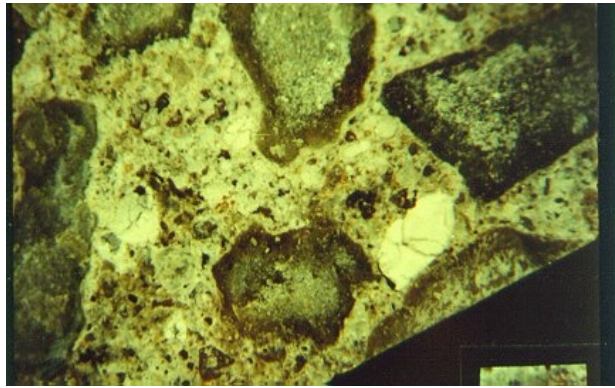
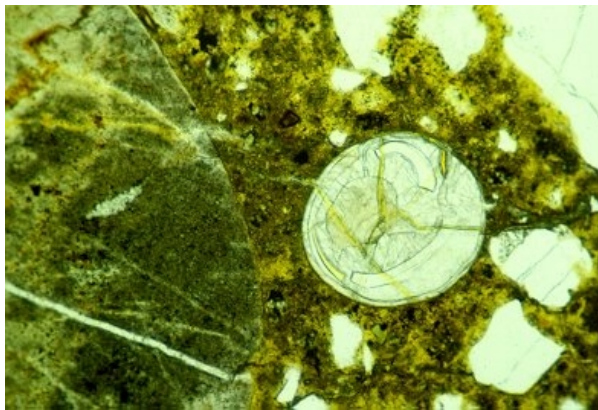
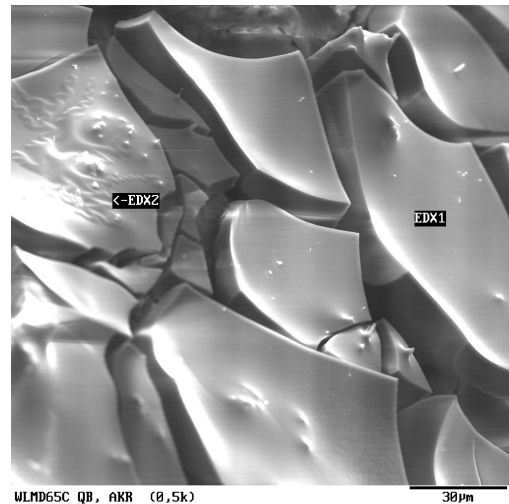


Abbildung 2-9: Grauwackekörner mit Reaktionsrändern und Gelbildung in benachbarten Poren, Stereomikroskop-Aufnahme, Marke = 2,5 mm



a) Dünnschliffaufnahme



b) REM-Aufnahme

Abbildung 2-10: AKR-Gelbildungen im Beton; a) totale Porenfüllung mit AKR-Gel, Dünnschliffaufnahme, lange Bildkante 1,7 mm; b) REM-Aufnahme, glasiges Gel in Porenwandung, schollenartig zerbrochen

Die „äußere Gelbildung“ wird auf der Betonoberfläche sichtbar. Es handelt sich hierbei um aus dem Inneren ausgetretenes meist alkaliarmes niedrig viskoses Alkali-Kieselsäure-Gel, welches z.B. an Mikrorissen und offenen Poren erkennbar wird (Abbildung 2-11). /47, 50/

Ausgetretenes klares Alkali-Kieselsäure-Gel reagiert mit dem CO₂ der Luft, wobei sich das Gel unter Bildung von Alkali (K)-Carbonat und Kieselgel eintrübt. Das Kaliumcarbonat wird mit der Zeit ausgewaschen und amorphes Kieselgel bleibt übrig. /51/

Büschelartige Gelbildungen sind meist kristallin (z.B. in Rissen, /50/). Es kann sich um ältere Bildungen handeln /47/. Sie deuten auf langsam abgelaufene bzw. bereits abgeschlossene Vorgänge hin. Die Unterschiede sind im REM gut zu sehen. Diese Erscheinung kann durch den Einfluss der Trocknung bzw. infolge von Alterungsprozessen aufgetreten sein.

Als günstig stellte sich der Nachweis mittels REM einschließlich ESMA heraus. /47/

¹⁰ Untersuchungen an idealen, ungestörten Proben von 15 mm x 15 mm x 30 mm

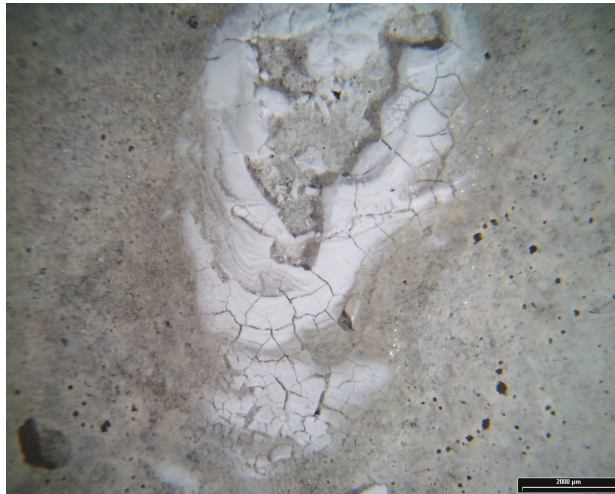


Abbildung 2-11: AKR-Gel auf Betonoberfläche, flächenhaft verteilte schollenartige AKR-Gelbildungen, Mikrophoto, Marke = 2000 µm

Beim Auftreten einer schädigenden AKR und infolge der inneren, von den Zuschlägen ausgehenden sichtbaren und latenten Rissbildungen sind deutliche **oberflächliche Rissbildungen und Bruchflächen** /47/ erkennbar. Die Risse weisen die für diese Schadensreaktion typischen landkartenartigen Rissmuster (Netzrisse) auf der Betonoberfläche auf (Abbildung 2-12). In der englischsprachigen Literatur wird dieses Rissmuster als map-cracking bezeichnet. Das beschriebene Rissbild kann allerdings auch im Zusammenhang mit Ettringitbildung und Frostangriff auftreten.



Abbildung 2-12: Landkartenartiges Rissmuster bei einer AKR, Randmauer eines Tosbeckens

Anhand von Dünnschliffuntersuchungen sind eindeutige auf eine AKR zurückzuführende Rissbilder erkennbar. Ein durch AKR hervorgerufenen Rissbild besteht aus Rissen in den reaktiven Zuschlagpartikeln, wobei die Risse strahlenförmig in den umgebenden Zementstein hinein verlaufen. /52/

Als Konsequenz der Rissbildung kann unter entsprechenden Bedingungen eine enorme **Dehnung** am Betonkörper hervorgerufen werden /46/. Nach /53/ gilt ein Zuschlag als AKR-gefährdet, wenn nach einem Jahr am Beton eine Längenänderung von $\Delta l/l = 0,5 - 1 \text{ mm/m}$ eingetreten ist.

Auch **Popouts**, „herausgewachsene“ bzw. herausgehobene Zuschlagkörner, gehören zu den bekannten Schadensbildern. /51/

Die beschriebenen Schadensbilder müssen jedoch nicht einzig und allein durch eine AKR hervorgerufen worden sein. IDORN /46/ hat dazu einen interessanten Versuch mit einem in einen Beton eingebrachten Gummiball durchgeführt. Eine Druckerhöhung im Ball und somit im Beton sollte eine Zerstörung von porösen schwachen Zuschlägen simulieren. Bevor es im Ergebnis zu einem Popout kam, trat eine map-cracking Erscheinung auf - ohne eine AKR als Auslöser gehabt zu haben.

Einflussfaktoren für das Auftreten einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Ausgangsbedingungen für das Auftreten einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Beton sind **Alkalien**, vorliegend als Alkalihydroxid wie Natrium- und Kaliumhydroxid, deren Ursprung innere und/oder äußere Quellen sein können.

Innere Alkali-Quellen sind hauptsächlich der Zement /54/ aber auch Zusatzstoffe, Zusatzmittel, Wasser bzw. verwitterten Feldspat enthaltende Zuschläge, z.B. Granit /6, 55/. Dabei ist zu vermerken, dass die sulfatisch gebundenen Alkalien leichter löslich sind als die in Klinkermineralien eingebauten Alkalien, welche erst im Laufe der Hydratation frei werden /56/.

Für eine AKR werden jedoch nicht alle im Beton befindlichen Alkalien, ausgedrückt als Gesamtalkaligehalt, wirksam. Je nach Bindemittelart ist dies nur ein bestimmter Anteil. Der wirksame Alkaligehalt kann nach dem Auspressverfahren oder dem Löseverfahren nach TGL 28104/17 /57/ ermittelt werden. Für die Angabe der Alkalien wird auch das Na_2O -Äquivalent herangezogen /58/. Dabei fasst man die Gehalte von Na_2O und K_2O zu einem Gesamtalkaligehalt zusammen (Gleichung 2-1). Der K_2O -Gehalt muss mit dem Faktor 0,658 multipliziert werden, der das Molmassenverhältnis von Na_2O zu K_2O angibt /54/.

Gleichung 2-1:

$$\overline{N} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{ K}_2\text{O} [\%]$$

Bei einem Natriumäquivalent von $\leq 0,6 \%$ (Abbildung 2-13) gilt ein Zement als alkaliarm und nach /54/ treten keine AKR-Schäden auf, auch nicht bei stark empfindlichen Zuschlägen (normale Zementgehalte vorausgesetzt). Nach /46, 59/ gibt diese Maßnahme jedoch keine uneingeschränkte Sicherheit.

Der Alkaligehalt in der Porenlösung des Betons, der für die AKR bestimmend ist, hängt nicht nur vom Alkaligehalt des Zementes, sondern insbesondere vom Zementgehalt des Betons ab /54/. Die Alkalimenge pro m^3 Beton wird nach Gleichung 2-2 berechnet:

Gleichung 2-2:

$$m_N = Z \cdot \frac{\overline{N}}{100} \quad [\text{kg/m}^3]$$

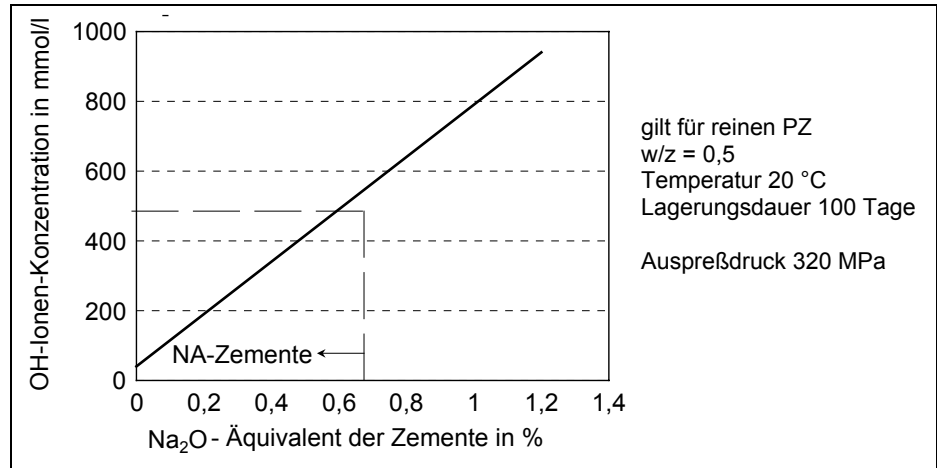


Abbildung 2-13: Abhängigkeit der Alkalität der Porenlösung vom Alkaligehalt der Zemente /60/

Nach einer großen Anzahl von Experimenten geht hervor, dass die Mindestmenge an Alkalien im Beton zur Auslösung der AKR bei Verwendung opalhaltiger Zuschläge etwa $3 \text{ kg } \bar{N}/\text{m}^3$ beträgt (sogenannte „Düsseldorfer Grenzlinie“ 1975, Abbildung 2-14) /54/. Für andere Zuschläge gilt diese 3 kg-Grenze nicht.

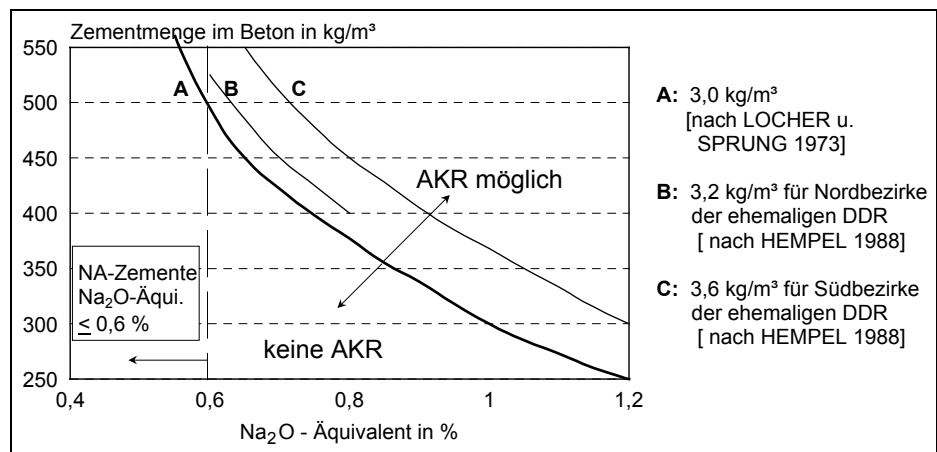


Abbildung 2-14: Grenzen der spezifischen Zementmenge im Beton zur Vermeidung einer betonschädigenden AKR in Abhängigkeit vom Alkaligehalt des Zementes /54/

Äußere Alkali-Quellen sind z.B. Taumittel oder auch Meerwasser. Wenn diese in die Porenlösung des Betons gelangen, können sich stark alkalische Lösungen bilden /54/. Inwieweit die so in den Beton eingetragenen Alkalien wirksam werden hinsichtlich einer schädigenden AKR, wird in der Literatur widersprüchlich gesehen. Bisher sind jedenfalls nur wenige Schadensfälle verzeichnet, von denen bekannt ist, dass Tausalz gewirkt hat.

Die **Hydroxidionenkonzentration** wird durch die Alkalien aus den inneren und äußeren Quellen erhöht und somit steigt der pH-Wert der Porenlösung.

Der Grenzwert von $500 \text{ mmol OH-Ionen je Liter Porenlösung}$ wird bei einem Alkaligehalt von $0,6 \text{ M.-%}$ erreicht. International wird eine OH^- -Konzentration /57/ von $200 - 300 \text{ mmol/l}$ als Grenzwert angegeben.

Reaktives SiO₂ im Zuschlag stellt eine unabdingbare Voraussetzung zum Ablauf der AKR dar. Je offener die Struktur von schlecht kristallisiertem SiO₂ ist, um so höher ist die Reaktivität /61/. Nach /46/ handelt es sich um verschiedene Modifikationen der alkali-reaktiven Bestandteile: um silicatische, amorphe oder glasige vulkanische Gesteine, um schlecht kristallisierte mineralische Phasen in Sedimenten und vulkanischen Gesteinen und nach /47/ um gestresste SiO₂-Varianten in metamorphem Gestein oder daraus entstandenen Sedimenten. Menge und Korngröße des Zuschlags spielen ebenfalls eine Rolle /54/.

Die **Umweltbedingungen Feuchtigkeit und Temperatur** sind zum einen von Bedeutung für den Transport der Alkalien zum Reaktionsort und zum anderen wird die Feuchte vom gebildeten Alkali-Kieselsäure-Gel unter Volumenveränderung durch Quellen aufgenommen, wobei, wie oben bereits erläutert, ab einem bestimmten Druck die Zugspannungen des Zuschlages und des Zementsteines überschritten werden und sich Risse formieren. Die sogenannten pessimalen Bedingungen für den Ablauf der AKR mit Opalsandstein liegen bei Temperaturen um 20 °C bei einer Luftfeuchtigkeit von 85 - 90 % und bei 40°C bei mindestens 90 % r.F. /54/. Nach /62, 63, 64/ wurde ebenfalls eine Temperatur von 40°C als pessimal erwähnt sowie von /64, 65/ eine Luftfeuchtigkeit von 80 - 95 %. Nach /66/ sind Temperaturen >23°C und eine Luftfeuchtigkeit > 80 % Voraussetzungen für eine AKR.

Messungen mittels Thermoelementen 3 cm unter der Betonoberfläche an einer sehr stark AKR-geschädigten Brücke in Australien ergaben Temperaturen bis zu 60°C, bei Lufttemperaturen von lediglich 35°C /50/.

In tropischen und subtropischen Regionen mit Temperaturen um die 50°C können Alkalisalze aus dem Grundwasser eine AKR und eine ACR verschärfen /67/. Nach Laboruntersuchungen von /67/ können tiefe Temperaturen (Frost) eine AKR verschärfen.

Der w/z-Wert leistet sozusagen einen indirekten Feuchtigkeitsbeitrag. Nach /66/ übt der w/z-Wert sogar einen wesentlichen Einfluss auf die Dehnung infolge AKR aus. Ist der w/z-Wert niedrig, steigt zwar die Konzentration der Porenlösung, was sich einerseits begünstigend auf eine AKR auswirkt, jedoch steht andererseits nicht mehr genügend überschüssiges Wasser zum Quellen zur Verfügung. Letzter Punkt ist nach der Literatur die wichtigere Bedingung für eine Schädigung infolge AKR. Allerdings steigt mit sinkendem w/z-Wert auch die Festigkeit des Zementsteines und somit seine Dichtigkeit, was wiederum das Eindringen von Feuchtigkeit in den Beton erschwert.

Ein hoher w/z-Wert stellt mehr Anfangsfeuchte zum Lösen der Alkalien bzw. zum Transport der Reaktionspartner zum Reaktionsort bereit. Jedoch erhöht sich durch das überschüssige Wasser die Kapillarporosität der Matrix. Je poröser die Matrix beschaffen ist, um so geringer wird die Festigkeit ausfallen und eine erhöhte Permeabilität trägt zur weiteren Feuchtigkeitsbereitstellung bei. Eine Erhöhung des w/z-Wertes führte nach /68/ zur Auslösung bzw. zu einer Verstärkung der Schäden, wenn nicht bereits vorher eine hohe Schadstufe vorlag.

Auch auf die Reaktion wirkend sind **nicht-baustofftechnische Parameter** wie Art und Anordnung der Stahlbewehrung /48, 69/, Größe und Verlauf der Hauptspannungen aus äußeren Kräften /69/ sowie Form und Abmessungen des Bauteils /48/. Je größer die Bauteilabmessung ausfällt, um so mehr Wasser, eingebracht über den w/z-Wert, verbleibt im Beton.

Der Reaktionsmechanismus der AKR

Bei der Reaktion von Zement mit Wasser reagieren die Hauptklinkerphasen zu Calciumsilicathydratphasen und Calciumhydroxid. Gleichzeitig gehen die Alkalisulfate aufgrund ihrer hohen Löslichkeit in Lösung und reagieren mit dem entstandenen Portlandit wie folgt (Gleichung 2-3 und Gleichung 2-4) /70/:



D.h. die Sulfationen werden verbraucht für die Entstehung von weniger löslichem Calciumsulfat und anschließend Ettringit /64, 70/.

Durch die Bildung von löslichem Alkalihydroxid steigt die Hydroxidionenkonzentration stark an. Entsprechend Gleichung 2-3 und Gleichung 2-4 werden doppelt soviel OH-Ionen gebildet, wie Sulfationen verbraucht werden. Die OH-Ionen-Konzentration erreicht hierbei Werte von 800 - 900 mmol/l, was einem pH - Wert von 13,9 entspricht. /70/

Das dabei entstehende Alkalihydroxid reagiert mit reaktivem Siliciumdioxid vereinfacht nach Gleichung 2-5 /48, 70/ zu einem Alkali-Kieselsäure-Gel, welches, wie bereits diskutiert, unter Wasseraufnahme betonschädigende Quelldrücke aufbauen kann (Abbildung 2-15).



Bei Zufuhr von Feuchtigkeit können die Alkalien wieder freigesetzt werden. Die mobilen Na-Ionen bewegen sich zu anderen Reaktionsorten und reagieren z.B. in tieferen Schichten des reaktiven Zuschlags weiter. Dieser Aspekt trägt somit zur Gefährlichkeit dieser Langzeitreaktion bei /6/.

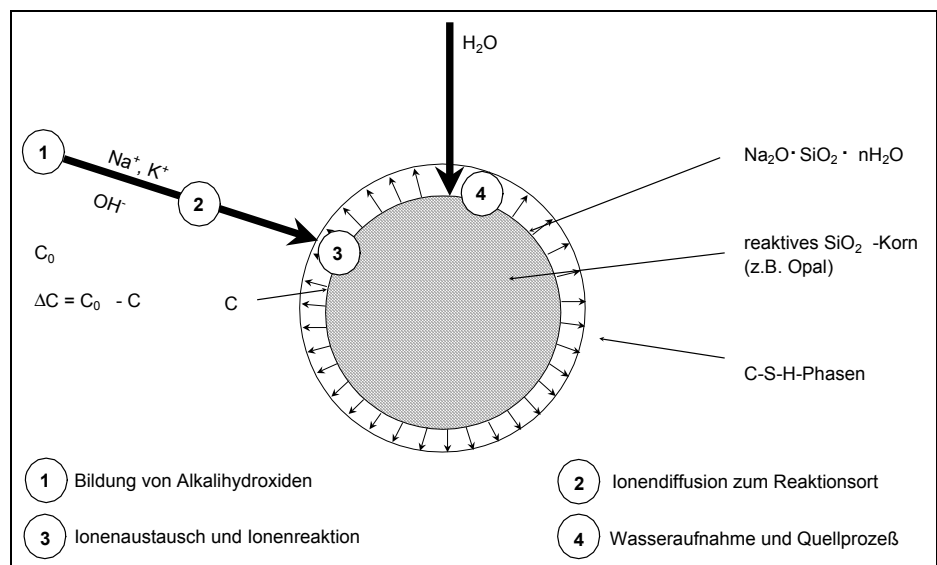
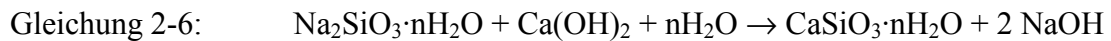


Abbildung 2-15: Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) /6/

Der Schadensmechanismus bei einer AKR

Eine AKR kann durch die meist vorliegenden notwendigen Ausgangsvoraussetzungen im Beton relativ häufig ablaufen. Ob und wann es aber zu einer tatsächlichen Schädigung kommt, ist nicht eindeutig geklärt.

Bereits durch POWERS und STEINOUR /71/ ist bekannt, dass ein **Alkali-Kieselsäure-Gel** durch Aufnahme von Calcium-Ionen ein festes Gel bilden kann welches weder quellen noch Quelldruck entwickeln kann. Ob jedoch das bei der AKR im Zuschlag gebildete Gel, welches durch die infolge des Schädigungsmechanismus entstandenen Risse an den Rand des Zuschlagkornes gelangt bzw. in die Matrix läuft, auch eine derartige Reaktion durchlaufen kann, ist mit widersprüchlichen Beispielen belegt /46/. Es könnte ein Ionenaustausch erfolgen ($\text{Na}^+ \leftrightarrow \text{Ca}^{2+}$), so dass aus dem $\text{Na}_2\text{SiO}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ ein calciumreiches Gel, also C-S-H entsteht. Nach /6, 60/ sieht die Reaktion folgendermaßen aus (Gleichung 2-6):



Hierzu wurden von /46, 72/ Untersuchungen durchgeführt, wobei man feststellte, dass AKR-Gel innerhalb der Zuschläge eine niedrigere Ca-Konzentration aufwies als das in der Matrix befindliche Gel. Weiterhin durchgeführte Röntgenanalysen von KNUDSEN und THAULOW /72/ an Gel von einem 30 Jahre alten AKR-geschädigten Beton zeigten, dass das Alkali-Kieselsäure-Gel, welches sich in Rissen oder an anderen Stellen innerhalb der Betonmatrix befand, höhere Gehalte an CaO und niedrigere Gehalte an Alkalien aufwies als das Gel, welches aus der Betonoberfläche ausgetreten war /73/. Der CaO-Gehalt stieg mit der Entfernung des Gels vom Reaktionsort. Ausgetretenes Gel hatte keine Möglichkeit, mit Calcium in Kontakt zu kommen.

Bei /47/ wurde das in Poren befindliche Gel untersucht. In einem Untersuchungsbeispiel wies das Gelmaterial aus der Mitte der Pore einen CaO-Gehalt von 12,6 % auf, hingegen enthielt das Gel am Porenrand 41,5 % CaO. Dies deutet ebenfalls auf einen Stoffaustausch hin. Hohe K_2O -Gehalte wurden meist bei alkalireichen Portlandzementen gefunden, Na_2O -reich hingegen war das in Trasszement-Betonen gefundene Gel.

Ist das Alkali-Calcium Verhältnis des Gels hoch, dann handelt es sich um ein unbegrenzt quellfähiges Gel. Bei einem geringen Alkali/ SiO_2 -Verhältnis ist das Gel calciumangereichert und somit nicht quellfähig. /46/

Nach /73/ ist der **Dehnungsprozess** der Aufnahme von Porenlösung durch das Alkali-Kieselsäure-Gel zuzuschreiben, wodurch eine Volumenzunahme durch Quellen erfolgt. Viele trockene Natrium-Silicat-Gele können durch Wasserzufuhr quellen unter Entwicklung starker Quelldrücke /73, 74/, wogegen die entsprechende Volumenänderung des C-S-H gering ist. Nach /73, 75/ zeigten Mörtelprismen im Gegensatz zur Lagerung an Luft bei Wiederbefeuchtung als auch bei ständiger Wasserlagerung eine Dehnung. Jedoch ist eine wechselnde Durchfeuchtung infolge verstärkten Feuchtetransports gefährlicher als eine ständige Durchfeuchtung von Bauwerken /54/. Es wurde auch von osmotischen Reaktionen ausgegangen /76/, aber nach IDORN und TAYLOR /46, 73/ gibt es keinen eindeutigen Beweis für die Existenz einer semipermeablen Membran.

Anhand von Untersuchungen an Betonbalken mit unterschiedlichen Na-Äquivalenten und Zuschlägen hat /68/ folgende Dehnungsverläufe graphisch aufgezeichnet (Abbildung 2-16):

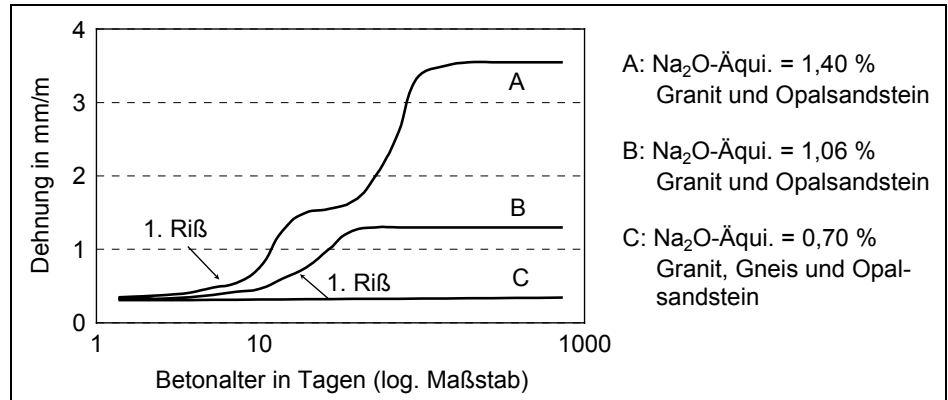


Abbildung 2-16: Beispiel für Dehnungsverlauf infolge AKR /68/

In der Literatur gibt es noch eine Reihe von Detailinformationen und Hypothesen zum Reaktions- und Schädigungsmechanismus. Entsprechend dem Anliegen der Arbeit werden einige ausgewählte Informationen gegeben:

Nach /64/ geht Silizium als Silicat-Ion, z.B. als H_3SiO_4^- oder $\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-}$, in Lösung (Gleichung 2-7), was nach /64, 77/ von der Temperatur und dem pH-Wert abhängig ist.



Es gibt einen deutlichen Zusammenhang zwischen der Löslichkeit von SiO_2 und dem pH-Wert der Lösung. Mit höherem pH-Wert steigt die Löslichkeit des SiO_2 aufgrund der Bildung anderer Silicationen in der Lösung /64, 78/. Bei pH-Wert- bzw. Temperaturabfall kommt es zur Polykondensation der Kieselsäure, d.h. zur Bildung niedrig- oder höher-molekularer Spezies von Kieselsäure.

- Lösung von SiO_2 in NaOH
 - Die Lösung von SiO_2 in NaOH ist abhängig von der Ausgangskonzentration von SiO_2 in der Mischung /64/ sowie
 - vom molaren Verhältnis SiO_2 /Alkalien /61, 64/.
 - Je weniger SiO_2 in der Mischung vorliegt, um so besser ist dessen Löslichkeit.
 - Das Überschuss- SiO_2 , abhängig vom Gleichgewicht mit dem pH-Wert, entzieht der Lösung OH-Ionen und reduziert den pH-Wert. Dies führt wiederum zur Reduzierung der Menge des gelösten SiO_2 .
- Lösung von SiO_2 in $\text{Ca}(\text{OH})_2$
 - Je niedriger die Ca-Konzentration in dieser Lösung ist, um so höher ist die Konzentration der gelösten Kieselsäure /64, 79, 80/. Dies wird auch erklärt durch den Unterschied zwischen Lösungsrate des SiO_2 und der Menge der gebildeten Hydrate /79/.
 - Je weniger Ca-Ionen vorhanden sind, um so schwieriger ist die Bildung von C-S-H, und die Lösung von SiO_2 durch OH-Ionen schreitet voran.
 - Zusätzliche Kieselsäure in der Lösung reduziert den pH-Wert, besonders wenn die Anfangskonzentration von Ca-Ionen niedrig ist /64, 81/.

- Die Lösung von Opal in NaOH-Lösungen unterschiedlicher Stärke wird durch den Zusatz von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ reduziert /64/.

Folgende, die Menge des gelösten SiO_2 und die Lösungsrate beeinflussende Faktoren können zusammengefasst werden:

- OH-Ionen pro Flächeneinheit von SiO_2 (oder Korngröße, Menge von SiO_2 in der Mischung) und pH-Wert der Lösung,
- Stabilität (oder „Glasigkeit“) des SiO_2 und der gebundene Wassergehalt.

Reaktives Zuschlagmaterial hinsichtlich einer schädigenden AKR

Wie bereits besprochen, ist bei einer AKR in erster Linie das SiO_2 von Bedeutung, welches in bestimmten Variationen in Gegenwart von Alkalihydroxiden reaktiv wirkt und unter den bereits diskutierten Umständen Schäden größeren Ausmaßes hervorbringen kann. /47/

Für den Alkaligehalt der Bindemittel und deren Anteil im Beton gibt es Grenzwerte um Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion zu vermeiden. Schwieriger hingegen ist jedoch die direkte Beurteilung von Zuschlägen, da nicht nur einzelne Minerale eine Rolle spielen, sondern deren Zustand, Anteil und Verteilung in Zuschlagkörnern /47/.

Bei den AKR-empfindlichen Mineralien handelt es sich um SiO_2 -Minerale unterschiedlichen Wassergehaltes in unterschiedlicher Bindung /83, 84/. Amorphes SiO_2 liegt wasserfrei als Kieselglas vor bzw. wasserhaltig als Opal (bzw. Kieselgur) /85/. Als AKR-gefährdet gelten alle amorphen, mikro- und kryptokristallinen und gittergestörten SiO_2 -Minerale.

Mit steigendem Anteil an reaktionsfähigem Zuschlag nimmt zunächst die Dehnung zu, bis sie in Abhängigkeit von der Korngröße wieder abnimmt. Das vom Zuschlag abhängige Dehnungsmaximum wird seit T.E. Stanton /86/ als Pessimum bezeichnet. Dabei ist der Gehalt, der die höchste Dehnung hervorruft um so kleiner, je alkaliempfindlicher das Gestein ist. Für Opal liegt das Pessimum bei etwa 5 Gew.-% bezogen auf den Zuschlag, wobei die Dehnung insgesamt geringer wird, wenn die Korngröße des Opals größer als 0,3 mm ist /6, 54/. Bei Opalgehalten > 40 M.-% ist unabhängig von der Korngröße keine Dehnung mehr festzustellen /54/.

Ursachen der Löslichkeit und damit der Reaktivität dieser Kieselsäure sind folgende:

1. Störungen im Kristallgitterbau: Während die Löslichkeit von kristallinem und amorphem SiO_2 mit steigendem pH-Wert anfangs in etwa gleichartig zunimmt, steigt sie im Gegensatz zu kristallinem SiO_2 bei amorphem SiO_2 im pH-Bereich von 10 - 14 exponentiell an. /87/.

Die amorphen bzw. stark gittergestörten Zustandsformen haben gegenüber den weitgehend ungestörten kristallinen Zustandsformen eine vergrößerte innere Oberfläche. Nach /88/ kann der amorphe Zustand verschiedene Ursachen haben:

- unterkühlte Schmelzen: Hier sind die SiO_4 -Tetraeder ungeordnet miteinander verbunden und es bilden sich neben den normalen Sechser- auch Vierer-, Fünfer- und Siebener-Ringe aus.

- Opale: Bei den Opalen sind bis zu 25 % der Si-O-Si-Brücken durch den Einbau von Hydroxidgruppen gestört, die in Form von Silanolgruppen (SiOH bzw. $\text{Si}(\text{OH})_2$) vorliegen. Gleichartige Störungen der Si-O-Si-Brücken sind auch von den vorwiegend aus Chalcedon bestehenden Flinten bekannt.
2. Temperatureinfluss: Der Temperatureinfluss auf die Löslichkeit von amorphem SiO_2 wird in (Abbildung 2-17) verdeutlicht. Mit steigender Temperatur nimmt die Löslichkeit linear zu.

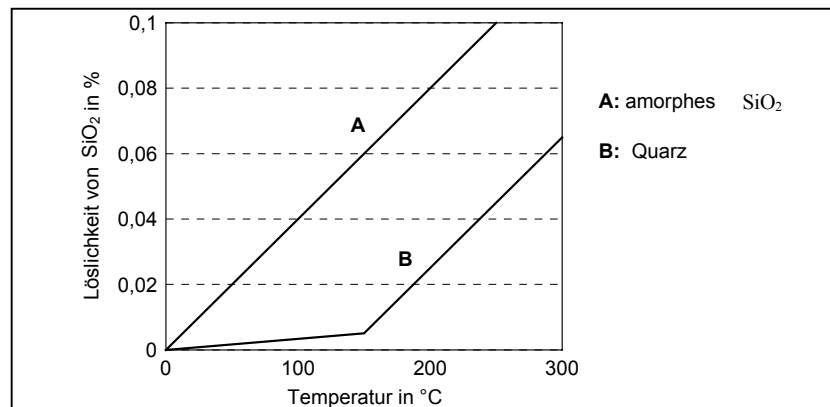


Abbildung 2-17: Löslichkeit von SiO_2 in Abhängigkeit von der Temperatur /77/

3. Korngröße (im Zuschlag natürlich die Kristallitgröße der Quarzkörner an der Zuschlagoberfläche): Da grobkristalliner Quarz kaum angegriffen wird, verbleibt es hier bei einem Anätzen bzw. Anrauen der Oberfläche, wodurch eher der Verbund zum Zementstein verbessert wird /54/. Alkaliempfindliche Zuschläge < 1 mm führen in der Regel nicht zu AKR-Schäden, da aufgrund der Feinheit eine Reaktion mit den Alkalien bereits schon dann stattfindet, wenn sich der Beton noch im plastischen Stadium befindet. Es erfolgt sozusagen eine Abpufferung der Alkalien /54/.
4. Konzentration der Hydroxidlösung (pH-Wert): Der pH-Wert der Porenlösung im Beton liegt bei 13 - 14. Die Werte > 12,5 (gesättigte $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung) sind durch die Alkalien in der Porenlösung bedingt /60/. Ein hoher pH-Wert der Porenlösung trägt zu einer erhöhten Löslichkeit der Kieselsäure bei /6/.

Kritische Mineralien

Die im Folgenden aufgeführten Mineralien besitzen ein Gefährdungspotential hinsichtlich einer AKR /47/.

Bei **Chalcedon** liegt eine AKR-Gefahr bei Mengen ab 3 % vor /89/. Er ist schwer erkennbar, kryptokristallin und weist eine Dichte von 2,57 - 2,64 g/cm^3 auf /90/. Bei Chalcedon handelt es sich um radialstrahlige, streifige „Quarzvarianten“ /47/. Die langfasrigen SiO_2 -Kristalle /3, 90/ sind meist in Hornstein oder Feuerstein /85/ zu finden. Chalcedon zeigt eine Wölkchenbildung bzw. eine schachbrettartige Auslöschung /84/ unter dem Mikroskop. Mittels XRD wird Chalcedon als Quarz nachgewiesen. Allerdings wird für Chalcedon ein etwas höherer Wassergehalt von 0,5 - 2 % als für Quarz angegeben /84/. Nach dänischen Untersuchungsergebnissen /46, 91/ besteht Chalcedon aus alpha-Quarz Partikeln von ca. 40 nm.

Opal ($\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$) ist besonders reaktiv. Eine AKR-Gefahr droht bei Mengen ab 0,5 % /89/. Die Dichte liegt im Bereich von 1,98 - 2,50 g/cm³ /3/. In der Alkali-Richtlinie des DAfStb /202/ ist Opal als Sandstein bzw. auch Opalsandstein aufgeführt. Es ist jedoch schwer erkennbar, da es in Sandsteinen nicht massenhaft auftritt. Opal kann amorph oder kryptokristallin sein. Es gibt allerdings auch Cristobalit- bzw. Tridymit-ähnliches Opal /47/. Opal weist einen Wasser-Gehalt von 1 - 30 % auf /3/. /92/ weist den in Sedimenten überwiegend biogen gebildeten Opal mit einem Wassergehalt von 10 - 14 % aus, und nach /93/ wird der Wassergehalt von anorganisch gebildetem Opal mit 4 - 9 % ausgewiesen. Mittels XRD kann der Nachweis als Opal oder Cristobalit erfolgen. Bei entsprechender Anreicherung kann der Nachweis auch über IR-Analyse erfolgen. Nach XRD-Untersuchungen von /91/ besteht Opal aus ungeordnetem kryptokristallinem Silica mit Cristobalit.

Eine AKR-Gefahr kann von **Tridymit** ausgehen, insbesondere bei Mengen > 1,0 % /89/. Tridymit gehört zur Quarz-Gruppe und hat eine Dichte von 2,30 g/cm³. Der Wasser-Gehalt liegt nach /84/ bei 1 - 3 %. Tridymit hat praktisch kein Vorkommen in Gesteinen.

Cristobalit ist ebenfalls ein kritisches Mineral hinsichtlich AKR. Schäden infolge AKR können bei Mengen > 1,0 % auftreten /89/. Cristobalit hat eine Dichte von 2,32 g/cm³ /85/. Der Wassergehalt von Tief-Cristobalit liegt im Bereich von 0 - 7 % /84/. Cristobalit ist leicht graugrünlich und weist unter dem Mikroskop eine Dachziegelstruktur auf. In Zuschlägen kommt er - außer in Andesiten - sehr selten vor, da die entsprechenden Bildungsbedingungen fehlten.

Quarz hat eine Dichte von 2,65 g/cm³. Insbesondere mikrokristalliner oder kryptokristalliner Quarz gelten als AKR-empfindlich. Die krypto-Quarze haben Korngrößen < 10 µm und die mikro-Quarze > 10 µm /84/. Bei 1 µm versagt das Polarisationsmikroskop als Nachweismittel. Bei Quarz liegt der H₂O-Gehalt bei 0 % /84/.

Die **gestressten Quarze** gelten als sehr reaktiv. Am Dünnschliff sind Anlöseerscheinungen sowie an Kornrändern angelagerte Gelschollen erkennbar /47/. Gestresste Quarze sind unter tektonischer Belastung durch Druck bis 1500 MPa entstanden (metamorph beansprucht). Dabei erfolgte eine Zerlegung in submikroskopische Teilchen bzw. Splitter, die gegeneinander leicht verdreht sind. Daraus resultieren optisch unterschiedlich erscheinende Körner, die im gekreuzten polarisierten Licht erfasst werden können.

Im Dünnschliff unter gekreuzten Polarisatoren (Pol+) erscheint eine sogenannte undulöse Auslöschung. Wie der Vorgang der Entstehung bzw. Umwandlung abgelaufen ist, bzw. welche Faktoren dabei im Einzelnen eine Rolle gespielt haben, ist noch nicht geklärt.

Obwohl die schädigende Wirkung hinsichtlich einer AKR bereits 1958 von MIELENZ /94/ erwähnt wurde, sind dazu nur wenig Veröffentlichungen erschienen bzw. gibt es zu diesem Thema eine Reihe offener Fragen.

Allerdings kommt gestresster Quarz nicht nur in reaktivem Gestein wie Grauwacke /47/ oder metamorphem Granit /95/ vor, sondern in Form großer Einzelkörner im Kies aus bestimmten Lagerstätten /47/.

Unterschiede zwischen

- nicht beanspruchtem Quarz
- Quarz mit undulöser Auslöschung
- kataklastischem Quarz mit deutlich feldergeteilter Auslöschung
- Pflaster- oder Mosaikquarz

sowie das Auftreten gezackter Korngrenzen (Suturen) sind in Abbildung 2-18 ersichtlich.

Das Problem bei der quantitativen Erfassung besteht in den Übergängen zwischen diesen einzelnen Gruppen. Weiterhin ist nicht jeder undulöse Quarz als gefährlich anzusehen.

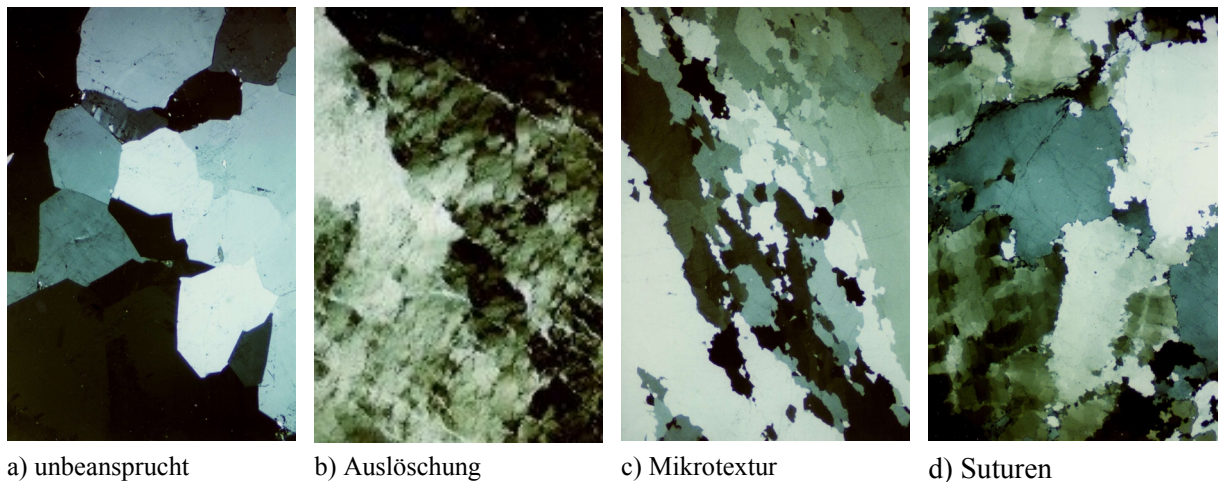


Abbildung 2-18: Quarz- und Stressquarz-Strukturen: a) unbeanspruchte Quarzkörner, b) Stressquarz mit undulöser Auslöschung; c) Stressquarz mit deutlich feldergeteilter Auslöschung und Ausbildung einer Mikrotextrur; d) gezackte Korngrenzen (Suturen); Dünnschliffaufnahmen, lange Bildkante = 6,8 mm, Pol+

Die Reaktivität nimmt mit steigender Gitterstörung zu. Die stärkere Gitterstörung wird auch über die Menge an gebundenem Wasser deutlich (Tabelle 2-12)

Tabelle 2-12: H₂O-Gehalt der verschiedenen Opale und Chalcedone sowie deren Bindungsart (Angaben in M.-% aus /83/)

Spezies	H ₂ O total	H ₂ O als SiOH	H ₂ O molekular	Verhältnis SiOH/H ₂ O _{mol}
Opal-CT*	1 - >10	0,3	1,5 - >10	0,05 - 0,2
Opal-A**	3 - 8	0,5 - 1,5	2 - 7	0,1 - 0,5
Chalcedon***	0,5 - 2	0,4 - 0,9	0,5 - 0,9	0,8 - 1
Mikroquarz	0,1 - 1,5	0,3	1	0,3
Quarzin	0,2 - 0,6	0,2 - 0,3	0,3	1

* Angaben für Opal mit Cristobalit und Tridymit unterschiedlicher Bildungsarten

** Angaben für gelartigen und netzartigen amorphen Opal

*** Angaben für Chalcedon unterschiedlicher Bildungsarten

Kritische Gesteine

Opalsandstein zeigt entsprechend seiner Zusammensetzung aus dem kritischen Mineral Opal die oben angesprochenen Probleme. Wie bereits erwähnt, spielen bei Gesteinen bzw. Gesteinskörnungen die Menge und die Korngröße des kritischen Zuschlags ebenfalls eine Rolle. Nach /54/ wirkt sich z.B. ein Anteil von 10 - 20 % an alkaliempfindlichem Opalsandstein in der Kornfraktion von 2/8 mm ungünstig auf den Beton aus. Nach /48/ liegen die pessimalen Opalsandsteingehalte zwischen 5 und 10 %.

Kieselkalk und Kieselkreide (Opal, kryptokristalliner Quarz) sind eindeutig reaktiv. Es handelt sich hierbei um Kalke mit synsedimentär oder später eingelagerten überwiegend mikrokristallinen SiO_2 -Anteilen. Dazu zählen junge Sedimente Norddeutschlands und des Alpenrandes.

Flint, auch Feuerstein (Chalcedon, kryptokristalliner Quarz), ist ein reaktives Gestein. Es enthält krypto- bis mikrokristallines SiO_2 sowie amorphes SiO_2 von ca. 1 - 3 Vol.-%. Die Reaktivität ist von der Rohdichte abhängig, d.h. Rohdichte ist Beurteilungskriterium. Insbesondere leichte, reaktive opaline Flinte mit einer Kornrohdsichte von $< 2,20 \text{ g/cm}^3$ können zu schädigender AKR führen /48/. Flint ist um so reaktiver, je geringer seine Dichte ist. Flinte mit hohen Rohdichten sind in der Regel nur gering reaktiv. Reaktive Varianten zeigen im Beton deutliche Reaktionsränder und Schäden (Abbildung 2-19) /47, 48, 54/. Steigende Flintgehalte führen zu höherer Dehnung /48/.

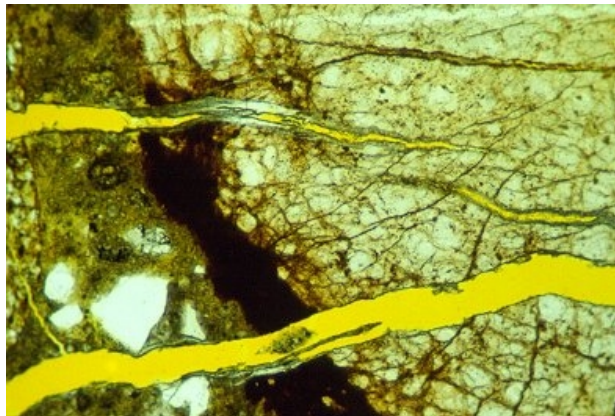


Abbildung 2-19: Flint-Zuschlag (rechts) mit Riss- und AKR-Gelbildung, Dünnschliffaufnahme, lange Bildkante 1,7 mm, Pol=

Kieselschiefer und Hornstein (Mikroquarz, Chalcedon) sind eindeutig reaktiv, insbesondere wenn Mikroquarznester vorhanden sind. Eine AKR-Gefährdung tritt bei Mengen $> 3 \%$ auf /89/. Kieselschiefer besteht aus Mikroquarz /47/ bzw. aus schwach kristallinem Quarz, Chalcedon, Opal /14, 84/. Es kann sich auch um undulösen Quarz handeln /84/. Der mikro- bis kryptokristalline Quarz befindet sich sozusagen im Übergang zu wasserfreiem Quarz /84/. Es gibt viele petrographische Varianten, wobei die aufgetretenen Schäden beweisen, dass alle reaktiv sein können. Kieselschiefer ist im Thüringer Schiefergebirge und im Harz verbreitet, tritt aber auch als Sekundärbestandteil in Kiesen auf (Thüringer Becken, Sachsen Anhalt, Alpenvorland).

Grauwacken (kryptokristalliner und gestresster Quarz, Chalcedon) sind als AKR-kritische Gesteine aufzuführen. Klassisch definiert /84/ ist Grauwacke ein „dunkelgrüngrauer Sandstein

mit einer aus Glimmer und Chlorit bestehenden Tonmatrix, meist reich an Gesteinsbruchstücken, mit wechselndem Feldspatgehalt, schlechter Sortierung und Verrundung sowie im allgemeinen stark verfestigt“.

Grauwacke ist ein mehr oder weniger metamorphes Gestein, welches den Sedimenten zugeordnet wird und mineralogisch gesehen Silicate enthält /46, 48/. Selbst bei minimalem oder keinem Gehalt an amorphem oder kryptokristallinem SiO_2 wurden starke Schäden verzeichnet, welche auf den Glimmer zurückgeführt wurden /46, 96/. Erfahrungsgemäß enthält Grauwacke Mikro- und Stressquarz bzw. feinkörnigen Quarzkornaggregate, wobei gestresste Quarze Anteile bis zu 15 % und mikrokristalline Quarze bis zu 10 % erreichen /47/. Demnach haben viele Grauwacken das Potential für eine AKR-Reaktivität /47/.

Mit steigendem Grauwackegehalt im Beton nimmt dessen Dehnung zu. Dies gilt allerdings nicht für alle Grauwacken /48/. Der Schadensmechanismus kann im normierten Betonversuch in der Nebelkammer nachgestellt werden. Obwohl dieser Versuch eine beschleunigende Wirkung ausübt, benötigen Grauwackebetone allerdings mehr Zeit als andere reaktive Materialien, um entsprechende Dehnungskennwerte zu liefern. Der Schadensmechanismus läuft ebenfalls nur bei höherem Zementgehalt ab /6, 47, 48, 51, 97/. Es ist ebenfalls zu vermerken, dass der Test nach ASTM C 289 /203/ versagt. Das Verhalten der Grauwackebetone im Nebelkammerversuch sowie die Testergebnisse nach ASTM C 289 könnten mit der verminderten Reaktivität der Grauwackebestandteile Mikro- und Stressquarz im Vergleich zu amorphen SiO_2 erklärt werden /47/.

Nach der Alkali-Richtlinie des DAfStb /202/ sind präkambrische Grauwacken der Lausitz als kritisch zu betrachten, da sich bisher bekannte Schäden nur auf Betone mit derartigen Grauwacken beschränkten. Diese im Algonkium abgelagerte „Lausitzer Grauwacke“ ist aufgrund deren Gehalte an SiO_2 und Glimmermineralien AKR-empfindlich /88/. Grauwacken treten ebenfalls in Sekundärlagerstätten (Kiese) auf, wie z.B. am Alpennordrand, Harzrand und in Nordwest-Sachsen. Im Vergleich zu unterkarbonischen Grauwacken sind präkambrische Grauwacken ärmer an SiO_2 und Chlorit. Sie weisen allerdings einen höheren Feldspat- und Glimmeranteil auf /47/.

Durch eine umfassendere chemisch-mineralogische Charakterisierung der Grauwacken konnte von HÜNGER et.al. /98/ eine exaktere Mineralbestimmung der Grauwackebestandteile erfolgen. Mittels Röntgenpulverdiffraktometrie sowie Licht- und Elektronenmikroskopie wurde die Zusammensetzung der in den Grauwacken enthaltenen Minerale ermittelt. Über die zusätzliche Anwendung der Äquivalentnormmethode nach NIGGLI /99/ auf Grauwackegestein wurde eine quantitative Phasenanalyse ermöglicht, in deren Ergebnis eine mit bisherigen Untersuchungsverfahren nicht nachweisbare nanokristalline Phase in den Grauwacken postuliert werden konnte. Diese Nanophase konnte mittels hochauflösendem Transmissionselektronenmikroskop (HRTEM) sichtbar gemacht werden. Im Ergebnis der Analysen wurde festgestellt, dass diese Nanophase aus Al_2O_3 und SiO_2 bestand. Bei parallel durchgeführten Untersuchungen zum Auflösungsverhalten von Grauwacken in alkalischen Lösungen konnte ebenfalls Al_2O_3 und SiO_2 in den Lösungen nachgewiesen werden. Dabei wurden gute Korrelationen festgestellt zwischen den $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{SiO}_2$ - Verhältnissen der Nanophase und in der Lösung. Es wird vermutet, dass Al_2O_3 und SiO_2 bzw. das Verhältnis $\text{Al}_2\text{O}_3/\text{SiO}_2$ für die Alkaliempfindlichkeit von Grauwacken von Bedeutung ist, jedoch

inwieweit diese Bestandteile an der Bildung schädigender alkalisilicatischer Reaktionsprodukte beteiligt sind, konnte noch nicht geklärt werden.

Von **Porphyren bzw. Quarzporphyren** (mikro- und kryprokristalliner Quarz) sind zwar wenig bekannte spektakuläre Schadensfälle zu verzeichnen, aber eindeutige Schäden infolge AKR waren an Brückenpfeilern und Wasserbauwerken erkennbar /47, 59/. Die betroffenen Porphyre weisen neben mikro- bzw. kryptokristallinem Quarz in der Grundmasse auch große Intragranularporen (z.B. in den verwitterten Feldspäten) auf /47/. Letztere fördern u.a. den Feuchtetransport.

Die Alkali-Richtlinie ist für die Quarzporphyre insbesondere ungeeignet, da eine entsprechende Bewertung aufgrund der wechselnden mineralogischen Zusammensetzung und des Gefüges selbst innerhalb von zeitlich eng begrenzten geologischen Baueinheiten nicht erfolgen kann. Die Unterschiede zwischen den verschiedenen Lagerstätten sind noch gravierender. Bei Verdacht auf Gefährdung ist nach Teil 3 der Richtlinie zu prüfen. Dies gilt ebenfalls für Grauwacken und Kieselsteine.

Phyllit entsteht bei der Umwandlung von Schichtsilicaten, dabei kommt es zur Einlagerung von mikrokristallinem Quarz. Durch Kongregation entstehen Quarzlinsen bis zu 1 cm (dies bewirkt die Wellenstruktur des Phyllits). Phyllit ist ein metamorphes Gestein und besteht mineralogisch aus Silicaten /46, 100, 101, 102/. Selbst bei minimalem oder keinem Gehalt an amorphem oder kryptokristallinem SiO_2 wurden starke Schäden verzeichnet, welche auf den Glimmer (mica) zurückgeführt wurden /46, 96/. Phyllit ist ein polymineralisches Gestein, wobei nur der heterogen verteilte mikrokristalline Quarz als kritisch in Bezug auf eine AKR zu betrachten ist /46/.

Tonschiefer (Argillit) sowie **grobkörniger Tonschiefer** sind metamorphe Gesteine und wurden bei /46, 100, 101, 102/ als reaktiv aufgeführt. Mineralogisch wird dieses Gestein ebenfalls den Silicaten zugeordnet. Selbst bei minimalem oder keinem Gehalt an amorphem oder kryptokristallinem SiO_2 wurden starke Schäden verzeichnet, welche auf den Glimmer (mica) zurückgeführt wurden /46, 96/.

Quarzite können sedimentär und metamorph entstehen. Gefährdet sind im wesentlichen die metamorph entstandenen Quarzite. Mitunter handelt es sich um verdichteten Sandstein oder um durch Druck und Temperatur verdichtete bzw. in Quarzit umgewandelte andere Gesteine. Quarzite aus den Nord- und Süd-Oststaaten der USA /46/ und aus Indien haben bisher Probleme hinsichtlich AKR hervorgebracht /95/.

Mylonitische, d.h. stark bruchtektonisch beanspruchte Granite, welche kryptokristallinen Quarz enthalten, können auch reaktiv wirken /103/.

Andesit /59/ ist der Dioritgruppe zugeordnet und enthält eigentlich wenig SiO_2 , wird aber in der amerikanischen Literatur als AKR-gefährdet erwähnt. Andesitvorkommen gibt es in Südamerika und in Japan.

Glimmer nimmt hinsichtlich AKR eine Sonderstellung ein und soll deshalb an dieser Stelle mit erwähnt werden. Glimmer könnte eine mögliche Ursache für eine AKR sein. Wie bereits bei den Gesteinen Tonschiefer bzw. Argillit, Grauwacke und Phyllit erwähnt, traten selbst bei minimalem oder keinem Gehalt an amorphem oder kryptokristallinem SiO_2 starke Schäden auf, welche auf den Glimmer zurückgeführt wurden.

Basis für diese Hypothese sind folgende Ergebnisse /46, 96/:

- Es besteht eine fehlende Korrelation zwischen der Dehnung der Labor-Prüfkörper und dem Praxisnachweis der Reaktion, einschließlich der Menge des ausgebildeten Gels.
- Die Mörtelbalken weisen eine langsame und lang andauernde Dehnung auf.
- Bislang bekannte reaktive Mineralien waren nicht anwesend oder lagen in einem nicht erwähnenswerten Gehalt vor.
- Die Anwesenheit von gestresstem Quarz wurde festgestellt, obwohl dessen Einflüsse nicht bekannt sind.

Direkte Beweise für die Hypothese:

Nach einer Behandlung mit Alkalien blättern die Phyllosilicate auseinander. Bei der röntgendiffraktometrischen Untersuchung tritt eine Peak-Änderung bei den Phyllosilicaten, wie sie in Phyllit und Argillit vorkommen, auf.

Die in diesem Abschnitt beschriebenen Vorgänge stellen im Grunde das Wesen der anfangs erwähnten Alkali-Silicate Reaction (ASSR) dar.

MANTUANI /104/ fand Phyllosilicate in Kanada, welche keinen Glimmer enthielten, aber nach einer Alkalibehandlung auseinander blättern. Allerdings fand sie gestressten Quarz, welcher als Reaktionsherd gleich wie in gneisitischen Graniten agierte. /104/ charakterisierte die verzögerte Dehnungsreaktion als Lösungseffekt mit den silicatischen Gesteinstypen.

Weitere Gesteine, die in der Literatur als reaktiv bzw. nicht reaktiv aufgeführt sind, gibt Tabelle 2-13 wieder.

Tabelle 2-13: Reaktive und nicht reaktive Gesteinstypen /46/:

Sedimente	Metamorphite	Magmatite Ergussgesteine	Magmatite Tiefen- bzw. Ganggesteine
Reaktive Gesteine			
quarzitischer Kalkstein Kieselschiefer Feuerstein (Flint)	Grauwacke Tonschiefer grobkörniger Tonschiefer Phyllit Kieselschiefer* Quarzit granitischer Gneis	Syenit Andesit Dazit	Granit
nicht-reaktive Gesteine			
reiner calcitischer Kalkstein	?**	Basalt Diabas	Granit Gabbro

* Vervollständigt

** hier kann keine Klassifikation für „nicht-reaktiv“ vorgenommen werden

Folgende Zuschläge wurden in den USA als AKR-gefährdet aufgeführt:

- opaliner Dolomit als reaktives Material in Kalifornien (anfangs nur in der feinen Sandfraktion),
- vulkanische Gesteine:

Andesit und Rhyolith sind als silicatreiche, glasige Komponenten der Reaktanten zu betrachten,

mylonitischer Granit, Grano-Diorite /89/ und Gneis, Phyllite, reaktiver Quarzit mit verzerrtem mikro-kristallinen Quarz und „Hydromica“,

- glacio-fluvialer Zuschlag in Sandgröße.

Nach /47/ sind ebenfalls AKR-Schäden durch Einsatz von **technischen Produkten** als Zuschlag aufgetreten, wie z.B. mit Silica-Fume-Granalien /105/ oder SiC-Hartstoff /106/. Problematisch bei SiC-Hartstoff ist, wenn er als Recycling-Material (Brennhilfsmittel) oder als bei der SiC-Herstellung ausgesondertes Restmaterial deutliche Gehalte an Cristobalit enthält (Abbildung 2-20).

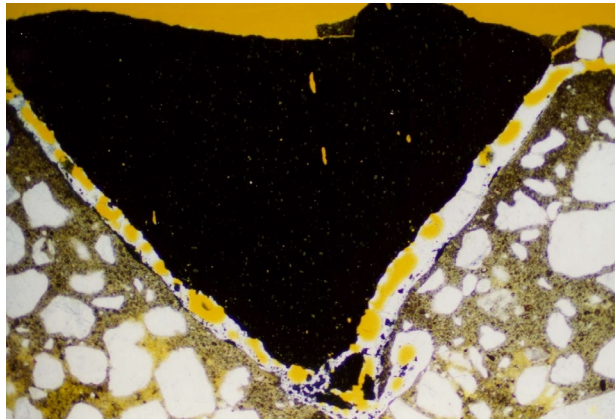


Abbildung 2-20: SiC-Hartstoffestrich, in Auflösung befindliches Cristobalitkorn, weiß = AKR-Gel, dunkle Körner = SiC, Dünnschliffaufnahme, lange Bildkante 6,8 mm, Pol=

In Versuchen von /107/ mit Microsilica in Labormörtelproben kam es nach Agglomeration des Materials ebenfalls zu AKR-bedingten Schäden.

Reduzierung bzw. Verhinderung schädigender AKR

Folgende Maßnahmen sollen laut Literatur zu einer Reduzierung bzw. Verhinderung einer schädigenden AKR beitragen:

- 1) Einsatz bestimmter Mengen an puzzolanischen Stoffen /64/, dazu gehören opalhaltige Gesteine, vulkanische Gläser, Diatomeenerde, calcinierter Kaolinit, Silica Fume, Hüttensande, Aschen /60/ sowie nach /108/ thermisch aktivierte Zeolithe. Die Alkalien werden im frühen Hydratationsstadium stabil in C-S-H- oder anderen Hydratphasen eingebunden. Unangemessene Mengen an puzzolanischen Stoffen verstärken die AKR /109/.
- 2) Verwendung von Lithiumsalzen /110, 111/ (scheinbar durch Stoppen der SiO_2 -Auflösung /77/ oder Verminderung der Gel-Quellung).
- 3) Einbringen künstlicher Luftporen /111, 112/, da Luftporen das Gel aufnehmen (dadurch ungünstige Auswirkung auf FTW) und die Dehnung reduzieren können. Nach /68/ haben sich jedoch künstlich eingebrachte Luftporen als Maßnahme gegen schädigende AKR nicht bewährt.
- 4) Geeignete Mengen an NaOH sollen die Dehnung reduzieren /75/, da das AKR-Gel in diesem Fall zu flüssig ist, um internen Druck zu bewirken. Diese Maßnahme ist jedoch nicht relevant für die Praxis.

- 5) Einsatz von NA-Zementen mit $\bar{N} \leq 0,6 \%$: Dieser Grenzwert wurde in die Alkali-Richtlinie /202/ aufgenommen. Nach /54/ traten keine AKR-Schäden auf. Dies wird allerdings in der Literatur widersprüchlich betrachtet, bzw. dass diese Maßnahme keine uneingeschränkte Sicherheit gibt. Auch GAJDA /110/ sprach davon, dass trotzdem Schäden in diesen Betonen aufgetreten sind. Der Nachteil von NA-Zementen: bei Verwendung von alkalireichen Rohstoffen fällt viel Cement Kiln Dust (Zementofenstaub, CKD) an /70, 110/, der schwer zu entsorgen ist.
- 6) Regulierung des Gesamtalkaligehaltes über die Zementmenge: diese Maßnahme steht allerdings oft im Widerspruch zu den Festigkeitsanforderungen des Betons /70/.
- 7) Nach /68/ können langsam erhärtende Betone, auch unter Verwendung von nicht-NA-Zementen eine AKR mindern oder gar verhindern.
- 8) Bewehrungsanordnung /48/ und Druckspannungen: Untersuchungen von /69/ haben gezeigt, dass durch Alkalireaktion hervorgerufene Dehnungen erheblich reduziert werden und sowohl durch die Bewehrungsanordnung als auch durch die relativ geringe, in die Richtung der Dehnungen einwirkende Druckspannungen vollständig abgebaut werden können. Senkrecht zur Verformungsrichtung einwirkende Druckspannungen können die Dehnungen geringfügig erhöhen /69/.

AKR-Prüfverfahren für Zuschlag und Beton

Für die Ermittlung der AKR-Reaktivität von Zuschlägen sind international eine Vielzahl von Untersuchungsmethoden und Prüfverfahren entwickelt worden (Tabelle 2-14).

Tabelle 2-14: AKR-Prüfverfahren; Deutschland und international

Land	Prüfung am	Prüfverfahren
Deutschland	Zuschlag	Richtlinie DAfStb Opalsandstein, Kreide, reaktiver Flint /202/, Bestimmung nach MFPA-Weimar T1 für schweren Zuschlag /204/
	Mörtel	Bestimmung nach MFPA-Weimar T2 für schweren Zuschlag /204/
	Mörtel und Beton	Nebelkammerversuch nach Alkali-Richtlinie Teil 3 /202/
	Beton	Richtlinie DAfStb Grauwacke /202/
Australien	Mörtel und Beton	Beschleunigter Australischer Test /113/
China	Mörtel	Autoklav Mörtelstabtest /114/
Dänemark	Zuschlag	Chemische Testmethode /115/, Delta Wert Methode /44/
	Mörtel	Dänische beschleunigte Methode /116/
Finnland	keine AKR, qualitativ hochwertiger Granit vorhanden (Ausnahme: Importmaterial, aber selten)	
Frankreich	Mörtel	Modifikation der japanischen Autoklavmethode /117/
	Beton	N.F. P 18 587 /205/ sowie Kanadischer Test CAN/CSA A23.2-14A /206/; US-amerikanische ASTM C 1293-95 /207/, Neu: Beschleunigte Betonbalken Tests /118, 119/, (Modifikationen von /205, 206 und 207/)
Japan	Mörtel	Japanische Autoklavmethode /120/, beschleunigter Mörtelstabtest /121/
Kanada	Beton	Betonbalken Test CAN/CSA A23.2-14A /206/
Norwegen	Zuschläge	petrographische Beurteilung
	Mörtel	entspricht ASTM C 1260-94 /208/
	Beton	ähnlich ASTM C 1293-95 /207/
Südafrika	Mörtel	beschleunigter Expansionstest, NBRI-Methode /122/
USA	Zuschlag	Chemischer Test ASTM C 289 /203/
	Mörtel	Mörtelstab-Test ASTM C 227 /209/ sowie ASTM 1260-94 /208/ bzw. ASTM C 586 /210/
	Beton	Betonbalken Test ASTM 1293-95 /207/ Duggan-Test /123/

Bei einer Reihe von Verfahren werden die Untersuchungen direkt am Zuschlag durchgeführt. Andere Untersuchungsmethoden erfordern die vorherige Herstellung von Mörtel- oder Betonprobekörpern. Da es sich bei einer AKR um eine Langzeitreaktion handelt, die mitunter erst nach Jahren im Beton auftreten kann, hat man versucht, Verfahren zu entwickeln, welche nach kurzer Zeit schon Ergebnisse, also messbare Veränderungen, hervorbringen. Um eine Beschleunigung der Reaktionen zu erreichen, werden allerdings Bedingungen erzeugt, die nicht die Praxis widerspiegeln. Dies betrifft z.B. die dauerhaft hohen Temperaturen $> 60^{\circ}\text{C}$, Lagerungen in Alkalilösungen oder gar Druckbeaufschlagungen.

Die AKR-Prüfverfahren für Zuschlag, Mörtel sowie für Beton sind in Tabelle 2-15 vergleichend aufgeführt.

Weiterhin gibt es eine Reihe zusätzlicher Untersuchungs- und Testmethoden für Gesteinskörnungen:

Zum Beispiel ermöglicht eine geologische und mineralogische (petrographische) Klassifizierung die Erkennung von reaktiven, AKR-gefährdeten Silica-Phasen in Zuschlägen. Eine Unterscheidung von nicht reaktiven und reaktiven Materialien bzw. von langsam und als klassisch reaktiv geltenden Materialien kann vorgenommen werden. Dünnschliffuntersuchungen stellen eine geeignete Methode dar, anhand des Rissbildes die AKR als Verursacher des Schadens zu identifizieren /47, 52, 126/.

Es gibt ca. 40 Zuschlagtestmethoden, welche als Untersuchungsverfahren zusätzlich zur petrographischen Analyse genutzt werden können. Diese Methoden können aber keine Aussage dazu geben, ob das Material in der Praxis eine schädigende AKR hervorruft. /46/

ANDERSEN und THAULOW /127/ überprüften in ihren Untersuchungen die Effektivität der Methode, über die Auslöschung bzw. des Auslöschungswinkels unter dem Mikroskop Zuschlagmaterialien als AKR-reaktiv einzustufen sowie deren Menge quantitativ erfassen zu können. Umfangreiche Arbeiten von MANTUANI und BUCK /104, 128, 129, 130, 131, 132/ brachten u.a. Richtlinien zur Ermittlung reaktiver Materialien hervor. Allerdings enthielten die Arbeiten widersprüchliche Aussagen. Die Ergebnisse der somit durchgeführten Kontrolluntersuchungen zur Reproduzierbarkeit der Methode in Form eines Ringversuches wiesen eine hohe Variabilität zwischen 6 unabhängigen Geologen auf. Die Methode wird als zu ungenau bewertet, und der angegebene Grenzwinkel von 15° sollte in zukünftigen Dokumentationen kritisch betrachtet werden.

Kieselsäuren, deren gestörte Struktur auf SiOH-Gruppen zurückzuführen ist und die eine ausgeprägte Tendenz zur AKR zeigen, weisen eine hohe IR-Absorption auf, d.h. die Hydroxid-Valenzschwingungen liegen im Bereich von 3800 bis 2600 cm^{-1} /88/.

Für die Bestimmung der wirksamen Alkalität von erhärtetem Zementpasten wird die Auspressmethode angewendet /57, 70/. Diese Methode ist im wesentlichen dadurch gekennzeichnet, dass eine Zementstein-, Mörtel- oder Betonprobe in einem speziellen Pressgesenk aus hochfestem Stahl einer Druckbeanspruchung zwischen 100 und 600 MPa unterworfen wird, wodurch eine Trennung der Kapillarlösung von der festen Phase des Zementsteines erfolgt. Für die Prüfung werden z.B. 100 g Zement mit einem w/z-Wert von $0,50$ gemischt und anschließend luftdicht 28 Tage bei 20°C gelagert. Zu bestimmten Prüfterminen wird die Porenlösung bei einem Druck von 320 MPa ausgepresst.

Tabelle 2-15:

AKR-Prüfverfahren für Zuschlag, Mörtel und Beton

Nr.	Verfahren	Abmessungen in mm ³	Kornklassen in mm	Zement		Na ₂ O- Äquivalent in M ₂ -%	w/z-Wert bzw. z/w/g	1. Lagerung		2. Lagerung		Anregung mit	3. Lagerung			Auswertung	Versuchs- dauer	Bemerkungen		
				Art	Gehalt in kg/m ³			Temp. Druck	rel.F.	Dauer	Temp. Druck		rel.F.	Dauer	Temp. Druck				rel.F.	Dauer
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Zuschlag																				
1	MFPA - Weimar, T1, /204/		25 g 0.160 - 0.315											25 ml 1N NaOH	A 80°C		24 h	Untersuchung der Lösung	2 d	Bestimmung der Alkalireaktivität von schweren Zuschlägen
2	Richtlinie DAStb /202/ Opalsandstein und Kieselkreide		1 - 4 4 - 32				100°C	0	24 h					4 % NaOH 10 % NaOH	90°C		1 h	M	2 d	Spalten 9, 10, 11 -> Trocknung
3	Richtlinie DAStb /202/ Flint		1 - 32				100°C	0	24 h									Dichtebestimmung	2 d	Spalten 9, 10, 11 -> Trocknung
4	Chemischer Test ASTM C 289 /203/		25 g 0.150 - 0.300											1N NaOH	80°C		24 h	Untersuchung der Lösung	3 d	
5	ASTM C 586 /210/	Prismen/Zylinder 35 x Ø 9												1N NaOH	23°C			L, R, G		besser für Alkali- Carbonat-Reaktion geeignet
Mörtel																				
6	MFPA - Weimar, T2, /204/	10 x 10 x 40	0.160 - 0.710			1,5	0.3		>95 %	24 h				30 ml 10 % KOH	A 150°C		6 h	L	2 d	Spalten 9, 10, 11 -> Lagerung bis zum Ausschalen
7	Mörtelstab Test ASTM C 227 /209/	250 x 25 x 25				0.9			38°C	> 95 %								L < 0.1 % in 6 Mon. L < 0.05 % in 3 Mon. -> nicht reaktiv	90 -180 d	
8	ASTM C 1260-94 /208/								100 %	24 h				1 N NaOH	80°C			L		
9	NBR1, Beschleunigter Expansionsstest /122/ Südafrika	250 x 25 x 25	0.15 - 4.75			≥ 0.6	23°C	100 %	80°C	24 h				4 % NaOH- Lösung	80°C		2 W	L, M, G L < 0.1% (12d) -> nicht reaktiv	16 d	Spalten 9, 10, 11 -> Lagerung bis zum Ausschalen
10	Dänische beschleunigte Methode /116/	40 x 40 x 160					z/w/g 1 / 2 / 0.5							NaCl gesättigt	50 °C		20 W	L < 0.1 % -> nicht reaktiv	170 d	
11	Beschleunigter Mörtelstab Test /121/	250 x 25 x 25				0.9		100 %	20°C	24 h				NaOH	80°C			L	7 d	7tägiges Temperatur- programm / Spalten 9, 10, 11 bis zum Ausschalen
12	Autoklav Mörtelstab Test /114/	10 x 10 x 80						100 %	100°C	24 h				10 % KOH	150°C		6 h	L = 0.1 - 0.15 % -> reaktiv	2d	
13	Japanische Autoklav Methode /120/	40 x 40 x 160				2,5	20°C	1W	100°C 0.15	24 h								R, L, U, E	3 d	Spalte 12 0.15 N/mm ²
14	Modifikation (von /120/ /117/	40 x 40 x 160				4.0		1W	127°C 0.15	24 h								L, M	2 d	Spalte 12 0.15 N/mm ²

Fortsetzung Tabelle 2-15

	Verfahren	Abmessungen in mm ³	Kornklassen in mm	Zement		w/z-Wert bzw. z/w/g	1. Lagerung			2. Lagerung			Anregung mit	3. Lagerung			Auswertung	Versuchs- dauer	Bemerkungen	
				Art	Gehalt in kg/m ³		Na ₂ O- Äquivalent in M ₂ -%	Temp. Druck	rel.F.	Dauer	Temp. Druck	rel.F.		Dauer	Temp. Druck	rel.F.				Dauer
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Mörtel und Beton																				
15	Gel Patch Test /44/ /124/	Proben mit polierter Oberfläche												Alkali - Lösung	23°C		28 d	G	28 d	
16	Gel Fluoreszenz Test /124/																	G mit UV - Licht -> Fluoreszenz		
17	Beschleuniger Australischer Test /113/							NK 23°C		3 d	80°C	iW		1M NaOH	80°C					
18	Verfahren mit heißer und kalter NaCl - Lösung /67/ Beton	Bohrkerne und kalter Würfel	CEM ASTM Typ 1		0,781		0,42			24 h		100 %	27 d	NaCl	80°C		28 d 6 Mon.	L	230 d	
Beton																				
19	Richtlinie DAISb /202/ Grauwacke	1x(300 x 300 x 300) 3x(100 x 100 x 500)	CEM I oder CEM II NA	400		1,3	0,45	20°C	>95 %	24 h	NK 40°C	99 %	9 Mon.					L < 0,6 mm/m nach 9 Mon. nicht reaktiv	280 d	Spalten 9, 10, 11 -> Lagerung bis zum Ausschalen
20	Betonprismen Test CAN/CSA A23.2-14A /206/	75 x 75 x 400		420		0,9		23°C	100 %	24 h	38°C	üW	12 Mon.					L < 0,04 % nach 1. Jahr -> n Re	365 d	Spalten 9,10,11 -> Lagerung bis zum Ausschalen
21	ASTM C 1293-95 /207/	250 x 75 x 75	ASTM Typ 1	420		+NaOH auf 1,25	0,42 - 0,45				38°C	üW				NK	16 h	L, R, G	>> 6 Mo. /211/	Feuchtraum nach ASTM C 511
22	N.F. P 18 587 /205/ Beschleunigte Beton- Tests /118, 119/; (205, 206, 207 modifiziert)			410 bzw. 420		+NaOH auf 1,25					38°C		8 Mon.					L < 0,04 % nach 91 d		
23	Duggan Test /43/ Beschleuniger Test an Betonprismen /125/	Ø 22 x 50						82°C	0		21°C	iW						R, L (alle 3-5 d)		
24								80°C	D	6 h	50°C	100 %		NaCl (einige Proben)					365 d	Gesamtkalkgehalt 1 M-% des Zementes
25														Ca(OH) ₂ + KCl				Untersuchung der Lösung		
26	Delta-Wert Methode /44/		0,125 - 4																	
Legende : z - Zement w - Wasser g - Gesteinskörnung R - (Mikro-)Rissbildung G - Gelbfärbung L - Längsänderung M - Masseänderung U - Änderung der Ultraschall-Geschwindigkeit E - Änderung des E-Moduls																				

Die Alkalikonzentration (Na^+ , K^+) kann flammenphotometrisch, die Calciumkonzentration (Ca^{2+}) komplexometrisch und die Hydroxidionenkonzentration durch Titration mit 0,1n HCl gegen Methylrot als Indikator ermittelt werden. Die Bestimmung der Inhaltsstoffe der Porenlösung kann auch mittels Röntgenfluoreszenzanalyse erfolgen /88/.

Da es eine große Anzahl von AKR-Prüfverfahren für Gesteinskörnungen, Mörtel und Beton gibt, welche zum Teil nicht genormt sind und auch unterschiedlich häufig zur Anwendung kommen, wird - bis auf die im Rahmen dieser Arbeit verwendeten Verfahren - auf eine ausführlichere Beschreibung verzichtet.

Bei der **Prüfung von Gesteinskörnungen nach Alkali-Richtlinie** Teil 2 hinsichtlich ihrer AKR-Gefährdung werden die zu untersuchenden Prüfkornklassen zwischen 1 und 4 mm mit heißer, 4 %iger Natronlauge versetzt und nach vorgegebener Prüfzeit der Masseverlust infolge gelöster und zerfallener Zuschlagbestandteile ermittelt.

Gesteinsmaterialien über 4 mm werden erst einer petrographischen Analyse unterzogen, wobei eindeutig alkaliumempfindliche Bestandteile abgetrennt werden. Die Reaktivität des in der Gesteinskörnung enthaltenen Flintes wird über dessen Rohdichte abgeschätzt. Die als Opalsandstein, Kieselkreide oder fraglich eingestuften Bestandteile sind im weiteren Versuch mit heißer, 10 %iger Natronlauge zu prüfen. Hierbei wird der Masseverlust sowie der Anteil der erweichten Bestandteile erfasst und entsprechend Abschnitt 2 der Richtlinie bewertet.

Die **Zuschlagprüfung nach ASTM C 289** zur Bestimmung der Alkaliempfindlichkeit von Zuschlägen sollte in Verbindung mit anderen Tests genutzt werden. Das Testmaterial ist für den Versuch nach ASTM C 289 auf eine Fraktion von 150 - 300 μm zu bringen. Die saubere und trockene Probe ist mit 1 N NaOH-Lösung zu versetzen und in einem geschlossenen Behälter im Wasserbad bei $(80 \pm 1)^\circ\text{C}$ für $(24 \pm \frac{1}{4})$ h zu lagern. Nach dem Abkühlen unter 30°C ist die Lösung von der Probe zu trennen und hinsichtlich gelöstem Silizium (mmol/l) zu untersuchen. Weiterhin ist die Reduzierung der Alkalität (mmol/l) gegenüber der Ausgangslösung zu ermitteln. Beide Werte sind in das Diagramm nach ASTM C 289 einzutragen, wodurch die Bewertung des Materials in nicht AKR-gefährdet, potentiell AKR-gefährdet bzw. AKR-gefährdet erfolgen kann.

In Deutschland kommt zur Untersuchung der Alkali-Reaktivität von Zuschlägen das **Nebelkammerverfahren nach der Alkali-Richtlinie** /202/ zur Anwendung. Hierbei wird der zu untersuchende Zuschlag zu Mörtel bzw. Betonprobekörpern verarbeitet. Nach einem Tag Lagerung bei 20°C und 100 % r.F. werden die Proben in der Nebelkammer bei 40°C und mindestens 99 % r.F. (meist Nebel) eingelagert. Über einen Zeitraum von 9 Monaten werden dann regelmäßig (nach 1, 7, 28 Tagen und danach monatlich) Dehnungsmessungen durchgeführt. Der Grenzwert der Dehnung von Balken (100 mm x 100 mm x 500 mm) liegt bei 0,6 mm/m. Die Rissweite wird an Würfeln von 300 mm Kantenlänge gemessen. Obwohl das Nebelkammerverfahren anhand der Prüftemperatur von 40°C als relativ praxisnah einzustufen ist, zeigten Versuche /133/ an Betonen - hergestellt mit puzzolanischen Zusatzstoffen zur Reduzierung einer schädigenden AKR - Gegenteiliges. Die im Freien gelagerten Betonproben (freie Bewitterung) wiesen Dehnungen von $> 0,6$ mm/m nach 2 Jahren auf, während die Dehnung der in der Nebelkammer gelagerten Betonbalken deutlich reduziert werden konnte und auch nach 5 Jahren unter dem Grenzwert blieb. Bekannt ist weiterhin, dass Probekörper unterschiedlicher Abmessungen unterschiedliche Ergebnisse

hervorbringen. Zu vermerken ist auch, dass anhand des Nebelkammverfahrens nicht für alle Materialien eine gesicherte Aussage erwartet werden kann. Letzteres trifft zum Beispiel für gestresste Quarze zu.

Zusammenfassend kann für die AKR-Prüfverfahren folgende **Wertung** abgegeben werden:

Die unterschiedlichsten Prüfbedingungen, angefangen beim beprobten Material (Zuschlag, Mörtel, Beton) und den Probekörperabmessungen über die Klimabedingungen während der Lagerung sowie den Anregungsmethoden (NaCl- oder Alkalihydroxidlösungen verschiedener Konzentrationen) bis hin zu den unterschiedlichen Prüfzeiträumen und verschiedenen Bewertungskriterien erklären die vielfältigen und zum Teil widersprüchlichen Aussagen zu den Details des AKR-Mechanismus, den Randbedingungen der AKR und den als kritisch einzuschätzenden Zuschlägen in der Literatur. Da zum Erreichen einer Reaktionbeschleunigung oft hohe Temperaturen genutzt wurden, kann man davon ausgehen, dass die Laborergebnisse nicht mit den Praxiserfahrungen korrelieren. Dies wurde in der Literatur auch verdeutlicht.

Untersuchungen von /134/ zeigten auf, dass die Tests an Mörtel und Betonen hinsichtlich AKR infolge der dabei verwendeten hohen Temperaturen die Strukturverhältnisse in den Proben nicht unbedingt praxisrelevant widerspiegeln. Dies betrifft die Porengrößen, die Menge der auspressbaren Porenlösung und den Kondensationsgrad der Silicat-Ionen in den C-S-H-Phasen. Weiterhin werden mit steigender Wärmebehandlungstemperatur und -zeit mehr Sulfationen in Lösung gehen und dadurch die Konzentration der OH-Ionen reduzieren.

Nach /46/ sind die Betonuntersuchungen den Untersuchungen am Mörtel vorzuziehen.

2.3.3 Zusammenfassung des Kenntnisstandes zur Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Folgende Zusammenfassung kann gegeben werden /46/:

- 1) POWERS und STEINOURS Theorie über den Chemismus der AKR /71/ und die Wirkung der Puzzolane ist praktisch unangefochten und allgemein gültig.
- 2) Die mit Alkalihydroxid gesättigte Porenlösung wirkt als Transportmedium für die Alkali- und Hydroxid-Ionen auf dem Weg zu den Reaktionsorten in den reaktiven Betonzuschlägen.
- 3) Die AKR ist im Prinzip eine Hydratationsreaktion. Kinetisch gesehen erfolgt sie nach dem Arrhenius Gesetz, und in geschlossenen Systemen ist das Alkali-Kieselsäure-Gel als Reaktionsprodukt einer chemischen Schwindung ausgesetzt.
- 4) Das Quellen des Gels in den Zuschlägen kann interne Drücke erzeugen, die die Zugspannung des Zuschlags übersteigen. Dabei kann das Alkali-Kieselsäure-Gel durch die entstandenen Risse in die Zementsteinmatrix wandern.
- 5) Infolge der inneren Rissbildungen kann es zu Rissbildungen mit typischen Mustern an der Betonoberfläche kommen. Unter entsprechenden Bedingungen kann eine enorme Dehnung des Betonkörpers hervorgerufen werden.

- 6) Das aus den reagierenden Zuschlägen in die Zementsteinmatrix austretende Gel kann aus der Porenlösung Ca-Ionen aufnehmen. Dabei verliert es seine Mobilität und die Fähigkeit zu quellen. Gegenwärtig ist unklar, ob das Quellvermögen des AKR-Gels in Abhängigkeit vom CaO-Gehalt ein Maximum durchläuft oder nicht.
- 7) Das Dehnungsmaß ist abhängig:
- vom Verhältnis reaktives zu nicht reaktivem Material,
 - von der Partikelgröße des reaktiven Materials,
 - von der Alkali-zu-Calciumionen-Konzentration,
 - von der Temperatur und dem Feuchteangebot,
 - vom Verhältnis Alkalien / SiO_2 .
- 8) In der Betonpraxis tritt in den meisten Fällen eine nicht-schädigende AKR auf:
- Infolge limitierter Zufuhr von Alkalihydroxid und Wasser zu den Reaktionsorten tritt chemisches Schwinden auf.
 - Entstehendes niedrigviskoses Gel wandert z.B. in die angrenzende Zementsteinmatrix, ohne dort Quelldrücke aufzubauen.
 - Die entstehenden Quelldrücke in den reagierenden Zuschlägen müssen meist eine ziemlich hohe Zugfestigkeit des Zuschlagmaterials übersteigen.
 - Die Dehnung und Rissbildung einzelner individuell reagierender Zuschläge kann sich nur zu sichtbaren Rissbildungen aufsummieren, wenn für eine AKR günstige Bedingungen vorherrschen.
 - Das Kriechen von Zementstein und die Selbstheilung der Risse infolge von Dehnungsreaktionen schützt vor weiterer Rissausbreitung und kann über längere Zeit auch Risse schließen.
 - Niedrige Permeabilität des Zementsteines, niedrige Konzentration der Alkalihydroxide in der Porenlösung und eine limitierte Menge an Porenlösung wirken hemmend auf eine AKR in der Praxis. /46/

Der Grundmechanismus der AKR scheint im Prinzip klar zu sein, wie in den Punkten 1 - 6 nach /11/ angegeben. Trotz zahlreicher Laboruntersuchungen deren Ergebnisse neue und z.T. widersprüchliche Theorien hervorbrachten, gibt es seit POWERS und STEINOUR /71/ keine ausgereifteren Erklärungen.

Die Entwicklung eines optimalen Prüfverfahrens bzw. eines Schnelltestes wird erst möglich sein, wenn der Mechanismus der AKR im Detail geklärt ist. Die bisher genutzten Untersuchungsmethoden hinsichtlich AKR-gefährdeter Zuschläge bzw. Mörtel- und Betonmischungen beinhalten z.T. extreme, praxisfremde Testbedingungen. Diese bringen möglicherweise verfälschte Ergebnisse hervor. Es kann lediglich ausgesagt werden, ob ein Material den Test besteht oder nicht, nicht aber ob in der Praxis eine schädigende AKR zu befürchten ist.

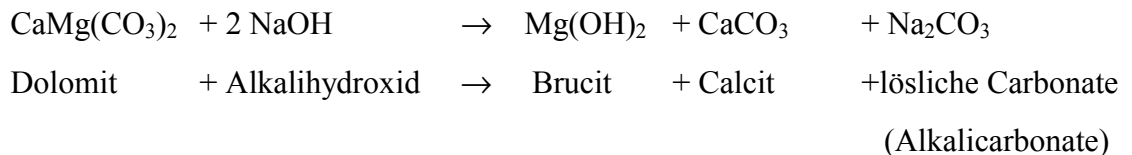
2.3.4 Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion

Reaktionsmechanismus

Neben der Alkali-Kieselsäure-Reaktion wird mitunter in der Literatur von Schadensfällen infolge einer Alkali-Carbonat-Reaktion (ACR) gesprochen. Dabei wird die Alkali-Carbonat-Reaktion oft auch als Alkali-Dolomit-Reaktion bezeichnet /135/. Bisher liegen jedoch nur wenige Arbeiten vor, in denen der Mechanismus und die Konsequenzen der ACR untersucht wurden /u.a. 44, 136, 137/. Der Reaktionsmechanismus der Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion, die sogenannte Dedolomitisierung, ist nicht vollständig geklärt /138/. Entsprechend wird die Frage, ob eine Dedolomitisierung zur Zerstörung führt, in der Literatur widersprüchlich betrachtet /135/. Anhand der verschiedenen Beobachtungen und Ergebnisse bei den jeweiligen Untersuchungen wurden unterschiedliche Reaktionspartner und Reaktionsmechanismen für eine schädigende Dedolomitisierung verantwortlich gemacht.

Folgende allgemeine Reaktionsgleichung kann jedoch aufgestellt werden (Gleichung 2-8):

Gleichung 2-8, /89, 135, 138/:



Demnach reagiert der Dolomit in Gegenwart des Alkalihydroxids aus der Porenlösung, welches in den Dolomit eindringt, zu Brucit, Calcium- und Alkalicarbonat, bis der Dolomit vollständig aufgebraucht ist /139, 140/. Bekannt ist, dass die Brucitbildung unter Volumenzunahme abläuft. Im weiteren Verlauf verbindet sich das während der Zementhydratation entstandene $\text{Ca}(\text{OH})_2$ mit dem bei der Dedolomitisierung entstandenen Na_2CO_3 , wobei sich mehr Natriumhydroxid und Calciumcarbonat bilden. Dabei werden nicht nur Alkalien freigesetzt, sondern auch die Konzentration der Carbonat-Ionen reduziert und die Dedolomitisierung gefördert /89/.

Dieser Mechanismus beschreibt die Dedolomitisierung als direkte Schadensursache. Es gibt jedoch Hypothesen, welche der Dedolomitisierung nur indirekt eine schädigende Wirkung zuschreiben. Hierbei soll durch die Dedolomitisierung die Gesteinsstruktur nur aufgebrochen werden, so dass die Porenlösung aus dem Zementstein zu den Tonmineralien im dolomitischen Gestein gelangen kann, welche dann quellen und somit Drücke entwickeln /139/. Diese Ursache kann jedoch durch die beschriebene Feinverteilung bzw. Isolierung der Dolomitkristalle in der Calcit-Tonmatrix widerlegt werden /135/, d.h. durch eine Dedolomitisierung könnten keine speziellen Wege zu den Tonmineralien entstehen. Eine andere Annahme ist, dass die Dedolomitisierung die Tonmineralien in eine Art „aktives Stadium“ versetzt, welche dann mit den Alkalimetall-Ionen reagieren und einen quellfähigen Ton bilden /138/.

Die unterschiedlichen Aussagen zu den verschiedenen Zuschlagbestandteilen und deren Reaktionsbedingungen bzw. schädigenden Reaktionsprodukten, sollen im Folgenden aufgeführt und diskutiert werden.

ACR-kritische Zuschläge

Als kritisch hinsichtlich ACR werden Dolomite bzw. dolomitische Gesteine wie tonhaltiger dolomitischer Kalkstein, tonhaltiger calcitischer Dolomit, quarzhaltiger toniger calcitischer Dolomit betrachtet /135, 139/. Bei Untersuchungen der Herkunft reaktiver Gesteine wurde festgestellt, dass reaktive dolomitische Kalksteine und Dolomite aus Flachmeer-Zonen kommen bzw. sedimentär auf dem Festland auftreten /139/.

Verantwortliche Zuschlagbestandteile

Allgemein wird gesagt, dass Zuschläge ein Potential für eine expansive Alkali-Carbonat-Reaktion haben, wenn

- sehr feinkörnige, eigenständige Dolomitkristalle (Rhomboeder) in der Tonmatrix eingebaut sind /89, 138/ sowie einen Anteil von 6 bis > 90 % und Kristallitgrößen von 20 - 50 µm aufweisen /139/,
 - beachtliche Mengen an feinkörnigem Calcit auftreten /138/, d.h. in Abhängigkeit von Kristallitgröße und Konzentration. Die Dedolomitisierung läuft am schnellsten ab, wenn 50 % des Calcits in der Carbonatfraktion eine Partikelgröße kleiner 40 µm aufweisen. /138/,
 - Kristalle von Dolomit und Calcit gleichmäßig in der Tonmatrix verteilt sind /138/,
 - Calcit und Dolomit im Verhältnis von ca. 1:1 auftreten /89/ sowie feinkristalline Verwachsungen aufweisen /138/,
 - das Dolomit-Volumen in der Matrix so groß ist, dass die zusammenhängende Textur Schwachstellen aufweist /89/,
 - der Tongehalt oder der Anteil an unlöslichen Rückständen im Bereich von 5 - 25 % liegt /89/.
- Calcit oder Dolomit?

In Untersuchungen von /135/ an Presslingen aus Dolomitgesteinspulver und Zement sowie aus Kalksteinpulver und Zement (Gesteinspulver unterschiedlicher Feinheiten, Zement-Natriumäquivalent von 1,5 %), welche bei 80°C 56 d in KOH-Lösung und kurzzeitig, d.h. für wenige Stunden, im Autoklaven bei 150°C gelagert wurden, konnten unterschiedliche Dehnungen¹¹ festgestellt werden. Je feiner das Gesteinspulver war, desto stärkere Dehnungen wurden beim Dolomit erreicht, dies bedeutete je nach Feinheit 0,25 - 0,30 % (einschließlich 2 Autoklavbehandlungen). Bei den Kalksteinpulver-Probekörpern konnte im Vergleich zu den Dolomitpulver-Probekörpern keine nennenswerte Dehnung (ca. 0,04 % nach 56 d und < 0,1 % nach 2 zusätzlichen Autoklavbehandlungen) verzeichnet werden.

In anschließend durchgeführten XRD-Untersuchungen fand /135/ heraus, dass Quarz im Dolomitgestein „zu einem gewissen Ausmaß“ nach 12 h Autoklavbehandlung angegriffen war. An den pulverisierten Dolomit-Presslingen, gelagert in Alkali-Lösung für 28 Tage, wurde ein Abbau von Dolomit, ein Abbau von Ca(OH)_2 und die Bildung von feinem porösen und homogen verteilten Brucit und Calcit ermittelt. Bei den pulverisierten

¹¹ angegebene Dehnungswerte in % nicht vergleichbar mit kritischer Dehnung von 0,06 %, da spezielle, gepresste Probekörper und andere Versuchsbedingungen verwendet wurden

Kalkstein-Presslingen konnte hingegen mittels XRD im Gegensatz zur DSC kaum ein $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Abbau nachgewiesen werden. Diese Versuchsergebnisse und die von Tang /139/ bestätigen den direkten Reaktionsmechanismus.

- Tonige Bestandteile

Nach /138/ ist die genaue Rolle des Tones unbekannt. Ob die Dedolomitisierung nun direkt oder indirekt zu einer schädigenden Dehnung führt, der Tongehalt wird immer unter den Ursachen der Dedolomitisierung aufgeführt. Dolomitischer Kalkstein kann neben Calcit und Dolomit auch beachtliche Mengen an Ton enthalten /89/. Jedoch ist nach /89/ die Alkali-Reaktivität von carbonatischen Gesteinen normalerweise nicht vom Tongehalt abhängig. In Fällen, wo sich weder der Dolomit verändert hat, noch wo Brucit nachgewiesen werden konnte, wurde jedoch eine Rissbildung auf eine chemische Reaktion und die Dehnung von Tonmineralien in der Zuschlagmatrix zurückgeführt /89/. In diesen Fällen haben quellende Tone die Zerstörung verursacht und eine Abgrenzung von der ACR ist vorzunehmen.

Weiterhin bilden Gesteine mit hohem Carbonatanteil durch dicht verzahnte Kristalle ein festes Gefüge, dadurch ist nur eine geringe Penetration von Alkalilösung möglich und die Expansionsrate ist niedrig. Besitzen Gesteine viele Verunreinigungen (Tonminerale), dann wird eine schwache Struktur erwartet, die zum einen leicht von der Alkalilösung angegriffen werden kann /135/, wobei die dabei durch Dedolomitisierung hervorgerufene Dehnung zur inneren Rissbildung führt /138/. Neben der Schwächung des Calcitgerüsts können die Tonmineralien auch als Wege für die Feuchtigkeitstransporte zu den Reaktionsorten fungieren /135/. Beide Wirkungen würden eine schnellere Dedolomitisierung und eine starke Dehnung möglich machen /135, 139/.

Mit zunehmenden Tonmineraliengehalt müsste dann die Unterbrechung des Carbonatgerüsts und die Dedolomitisierungsreaktion gefördert werden, und somit reduziert sich der Widerstand des Gesteins gegen expansive Kräfte. Infolge dessen nimmt die Dehnung zu /135/. Petrographisch gesehen liegen Tonmineralien im carbonatischen Gestein gleich verteilt vor und umhüllen nicht immer die Dolomitekristalle /70/. Nach GILLOT und SWENSON /141/ zeigten Karbonatgesteine, die nur 2 % Tonmineralien enthielten und somit die dolomitischen Rhomboeder nicht ummantelt waren, die deutlichsten Dehnungen.

Es ist auch möglich, dass der Ton als semi-permeable Membran wirkt, wobei eine osmotische Zelle entsteht, welche die löslichen Alkalicarbonate enthält, die bei der Dedolomitisierung entstehen. Welche Tonmenge als kritisch zu betrachten ist, hängt ab von der Menge an Dolomit in der carbonatischen Fraktion. /138/

/142/ hat dolomitische Kalksteine mit einem unlöslichen Rückstand $< 1\%$ mit Alkalien reagieren lassen und konnte weder Dehnung noch Rissbildungen feststellen. Daraus erfolgte die Annahme, dass eine reine Alkali-Dolomit-Reaktion ohne Ton z.B. nicht stattfinden kann.

Entsprechend /143/ spielt die Tonmineralienzusammensetzung, welche für die Wasseraufnahmekapazität verantwortlich ist, keine bedeutende Rolle bei der Dehnung.

- Reaktives SiO₂

Dolomitische bzw. calcitische Gesteine können schwach kristallines bzw. mikrokristallines reaktives SiO₂ enthalten /89/, wobei eine Überlagerung von ACR und AKR nicht auszuschließen ist. Dieser Fall tritt insbesondere bei Kieselkalken auf.

Alkalität und Menge der Porenlösung

Die Alkalität der Porenlösung übt ebenfalls einen Einfluss auf die Reaktion und die Dehnung aus /89, 135/. Eine ACR kann in Lösungen mit relativ geringem pH-Wert auftreten. Mit steigendem pH-Wert steigt das Potential einer ACR /89, 135/. Wenn jedoch der pH-Wert klein genug ist, tritt weder eine Reaktion noch eine Dehnung auf /135/.

Die Reaktion ist auch abhängig vom Volumen der Alkalilösung. Die Lösung von (CO₃)²⁻ in einer großen Menge an Alkalilösung ermöglicht einen hohen Reaktionsgrad. D.h. ist viel Lösung vorhanden, findet die Reaktion schon bei niedrigeren pH-Werten statt, was zu höherem Umsatz führt. Dabei ist allerdings das Verhältnis von Lösung zu Dolomit ausschlaggebend /135/.

Reaktionsorte und Reaktionsprodukte

- Calciumcarbonat

In /135/ wird aufgeführt, dass Calcit an Ort und Stelle, d.h. im Zuschlag auskristallisiert. Nach CARLES-GIBERGUES /144/ ist jedoch idiomorpher Calcit, der sich durch die Dedolomitisierung um die Zuschläge herum gebildet hat, in die Dehnung involviert.

- Alkalicarbonat

Das bei der Dedolomitisierung entstandene Alkalicarbonat wurde gelegentlich auch auf Oberflächen einiger in Alkalilösung eingetauchter Dolomitzuschläge gefunden /135/. Da diese Reaktionsprodukte nur an der Oberfläche und nicht überall auftraten, können sie nicht verantwortlich für die Dehnung der Dolomitzuschläge sein /135/.

- Brucit

Zum einen wird in der Literatur davon gesprochen, dass Magnesium-Ionen an den äußeren Rand der Reaktionszone wandern und dort Brucit bilden. Zum anderen gibt es gegensätzliche Aussagen, dass keine bedeutende Bewegung von Magnesium in der Randzone zu verzeichnen war. /135/

Durch Untersuchungen an Zuschlägen /139/, welche in geschädigtem Rollbahnbeton in China /139/ Anwendung fanden, konnten genauere Informationen zum Ursprung der Rissbildung und den Orten der Brucitbildung gemacht werden. Die Zuschläge wurden in Miniprismen (10 mm x 10 mm x 40 mm) eingebaut, die man in 1 mol/l KOH-Lösung bei 80°C für 60 d lagerte. Im Ergebnis konnte eine Dehnungsreaktion der Zuschläge nachgewiesen werden. Es kam bei einigen Prismen zu Rissbildungen in dolomitreichen Zonen. In Autoklavuntersuchungen traten die Risse nach 6 h Behandlung auf. Die Risse, untersucht an Anschliffen, hatten ihren Ursprung in den Zuschlägen bzw. kamen direkt aus dem Inneren der Zuschläge /139/. Proben unterschiedlicher Schädigungsgrade wurden zerbrochen und SEM-Untersuchungen bzw. Differenzthermoanalysen unterzogen. Hierbei fand man im Inneren der Zuschläge Brucit. Allerdings waren die Bedingungen sehr von denen in der Praxis abweichend.

/145/ fand an der Oberfläche von Dolomit-Gesteinsscheiben Brucit, nachdem die Scheiben mit einer Zement-Calciumhydroxid-Paste eingestrichen und nach 90 Tagen Erhärtung von der Zementsteinschicht getrennt wurden. Im Gegensatz zu den Proben hergestellt mit Kalkstein-Gesteinsscheiben wiesen die Dolomit-Proben auch höhere Haftzugfestigkeiten auf.

Bei Vergleichsuntersuchungen /135/ an Steinprismen aus dolomitischem Kalkstein sowie mikrokristallinen Dolomitgesteinen wurden die Proben 4 Monate in KOH-Lösung bei 80°C gelagert. Im Ergebnis fand man Dedolomitisierungsprodukte entweder außen an der Oberfläche oder im Inneren des Gesteins. Die Bildung von Brucit und Calcit (und nichts anderem) konnte damit bestätigt werden. Es entstanden feine Kristalle kleiner 1 µm mit darin eingeschlossen Poren. Bei beiden Dolomitgesteinen wurde eine Dehnung nach 91 d und Rissbildung nach 150 d verzeichnet. Der Riss verlief durch den Reaktionsrand. D.h. die Dehnung war einzig auf eine Dedolomitisierung zurückzuführen. Tonminerale seien hierbei nicht wesentlich /135/. Die Tonminerale lagen in Anteilen von 0,09 % bis >1 % in den Gesteinen vor.

Quellkräfte

Beim indirekten Reaktionsmechanismus geht man davon aus, dass es durch die Dedolomitisierung zur Wasseraufnahme sowie zu Quelldrücken in den Tönen und folglich zur Dehnung kommt. Allerdings reicht die entstehende Quellkraft durch Tone oder tonartige Materialien möglicherweise nicht aus, um den stabilen Dolomit bzw. Calcit zu zerstören. /135/

Beim direkten Reaktionsmechanismus führen die Reaktionsprodukte der Dedolomitisierung zur Dehnung, d.h. der Kristallisationsdruck als Schadensursache ist vorstellbar /135/. Jedoch gibt es Betrachtungen /135/, nach denen die Dedolomitisierung nicht direkt für die Dehnung verantwortlich sein soll, da die festen Reaktionsprodukte ein geringeres Volumen besitzen als die Ausgangsstoffe. DENG /135/ setzt dem jedoch entgegen, dass nicht nur Feststoffe, sondern auch deren Poren in Betracht gezogen werden sollen. Demnach entstehen im Zuge der Dedolomitisierung sehr feine Calcit- und Brucitpartikel < 1 µm, welche viele Poren einschließen. Auf Grund dieser Poren beanspruchen die Reaktionsprodukte mehr Raum als der reagierende Dolomit und üben einen Kristallisationsdruck auf die Umgebung aus, welcher zur Dehnung führt. Als Schadbild am Beton wird map-cracking erkennbar /146/.

Berechnung der zu erwartenden Dehnung

Versuche, durch Extrapolation von Anfangsdehnungen eines Straßenbetons infolge ACR auf die mögliche Dehnung nach 13 Jahren zu schließen, waren nicht zufriedenstellend. Durch Auslaugung von Alkalien über die Zeit waren zum einen nach 13 Jahren geringere Dehnungen zu verzeichnen, als anhand der Anfangsdehnung erwartet. Auch Vergleiche der Dehnungen von Mörtelprismen nach 2 Jahren unter beschleunigenden Laborbedingungen und dem besagten Straßenbeton zeigten Differenzen auf. Die Dehnung des Straßenbetons wurde sicherlich durch die Wirkung von Frost verstärkt.

Thermodynamische Betrachtungen und Berechnungen

Es wurde berechnet, dass mit steigendem pH-Wert die Aktivität des Carbonats (CO_3^{2-}) steigt und das Gleichgewicht der Dedolomitisierungsreaktion bei hohem pH-Wert schneller eingestellt wird /135/. Eine 80 %ige Dedolomitisierung findet bei ca. $\text{pH} = 13,0$ statt, mit einer Dehnung von ca. 0,5 %. Bei einem pH-Wert von ca. 13,8 tritt eine Dehnung von ca. 2,0 % auf /135/. Bei einem pH-Wert < 10 passiert nichts, unter $\text{pH} = 12$ gibt es keine Dehnung.

Weiterhin wird von /135/ erwähnt, dass mit steigender Temperatur der Umsatz abnimmt. Im Gegensatz dazu gelangte /147/ zu der Erkenntnis, dass mit steigender Temperatur die Dedolomitisierung beschleunigt wird bzw. verstärkt abläuft. Dies treffe auch für die Anwesenheit von NaOH bei höheren Temperaturen (75°C) zu, wobei NaOH bei 25°C eine schwächere Dedolomitisierungsreaktion zur Folge hätte.

Trotzdem die Biegezugfestigkeit von Zementmörtelproben, hergestellt mit 15 % Dolomitmehl als Zusatzstoff, nach einer 90tägigen Lagerung bei Raumtemperatur tendenziell höher war als bei Proben mit 15 % Kalksteinmehl als Zusatzstoff, konnten nur sehr geringe Mengen an Brucit nachgewiesen werden /145/. Nach der Autoklavbehandlung (135°C) eines Gemisches aus Dolomitmehl und Calciumhydroxid konnte /145/ hingegen eine deutlich größere Menge an Magnesiumhydroxid verzeichnen.

Schadensfälle und Erkennung am Bauwerk

Schadensfälle infolge Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion sind seit Ende der 50er/Anfang der 60er Jahre des 20. Jahrhunderts im mittleren Westen und in den Oststaaten der USA sowie im Osten Kanadas aufgetreten /138, 139/.

Anhand der optischen Begutachtung von geschädigten Bauwerken allein kann nicht auf eine ACR als Ursache der Schäden geschlossen werden. Das Rissmuster ist durch Spannungsbedingungen im Bauteil und Feuchtigkeit beeinflusst. ACR kann in Form von map-cracking, Bodenhebungen oder Brüchen optisch sichtbar werden. /89, 139/. Nach /139/ geht die Dedolomitisierung mit Reaktionsrandbildung einher.

Maßnahmen zur Verhinderung der ACR

Die Alkali-Dolomit-Reaktion läuft bei $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Einfluss unweigerlich ab. Eine Alkali-Carbonat-Reaktion ist jedoch kontrollierbar. /135/

Jedoch kommen auch hinsichtlich der Gegenmaßnahmen die widersprüchlichen Erkenntnisse zum Ausdruck. Zum einen soll ein niedriger Alkaligehalt im Zement von $< 0,40\%$ eine ACR kontrollierbar machen /138/. Nach /89/ sind NA-Zemente und mineralische Zusatzstoffe - auch in großen Mengen - bei der Reduzierung der schädigenden Alkali-Carbonat-Reaktion auf akzeptierbare Werte nicht effektiv /89/. Trotz leichter Verringerung der Expansionsrate war die Zugabe von Hüttensand bei Fußwegen mit schädigender ACR auch bei /148/ nicht wirksam.

Nach /89/ nimmt mit sinkender Zuschlaggröße die Rate und der Grad der Dehnung ab. Allerdings kann Beton einen bestimmten Anteil an reaktiven carbonatischen Zuschlägen enthalten, ohne dass eine kritische Dehnung auftreten muss /89/.

Eine Verdünnung der reaktiven Zuschläge durch weniger kritische Materialien wird ebenfalls als Möglichkeit betrachtet. Im Gegensatz zu AKR gibt es keinen Pessimum-Wert für den Anteil an reaktiven Zuschlägen.

Eine petrographische Analyse ist aufgrund der noch nicht definierten Reaktionsmechanismen und demnach der Reaktionspartner bzw. den Eigenschaften der Reaktionspartner nicht wirksam.

Poren können eine schädigende Dehnungsreaktion verhindern durch eine Art Pufferwirkung, d.h. die Dehnung wird innerhalb des Zuschlages von den Poren „aufgenommen“ /135, 139/.

Puzzolane sind kein wirksames Gegenmittel.

ACR-Testmethoden; Überlagerung mit sowie Abgrenzung von einer AKR

Zur Untersuchung einer ACR-Gefahr von Zuschlagmaterial für Beton gibt es eine Reihe von Möglichkeiten. Hierzu zählen die petrographischen Untersuchungsmethoden, die aber wie oben beschrieben keine eindeutigen Aussagen dazu liefern können, ob nun tatsächlich schädigende Dehnungsreaktionen im Beton auftreten werden. Andere Methoden laufen auf die Untersuchung der Dehnungsreaktionen hin (rock cylinder method ASTM C 586, concrete prism method nach CSA A23.2-14A). Allerdings können die dabei auftretenden Dehnungen nicht immer eindeutig einer ACR zugeordnet werden /67/. Mitunter kommt es zur Überlagerung mit einer AKR oder zum Quellen von Tonmineralien.

Bei allen Erkenntnissen zum Auftreten schädigender Alkali-Carbonat-Reaktionen gibt es eine Reihe von widersprüchlichen Erscheinungen. Gesteine mit typisch reaktiver Struktur wiesen keinerlei Dehnung auf und Gesteine mit ähnlicher Struktur z.B. zeigten völlig unterschiedliche Dehnungen. Dabei wird bei Letzterem eine Überlagerung von AKR und ACR vermutet.

Ein Nebeneinander-Auftreten von AKR und ACR ist der Fall, wenn reaktive silicatische und reaktive carbonatische Gesteine im Zuschlaggemisch vorliegen. Weiterhin können in calcitischem bzw. dolomitischem Gesteinskorn feine SiO_2 -Kristalle fein verteilt vorliegen /139/.

Nach /149/ ist der Zerstörungsgrad carbonatischer Zuschläge unabhängig vom Dolomitanteil im Gestein, die Dehnung komme entweder vom SiO_2 oder vom cryptokristallinem Quarz in der tonigen Matrix, d.h. der Ursprung der Dehnung liegt in einer AKR.

Um eine AKR von einer ACR zu unterscheiden, wurde eine anhand der bisherigen Versuche als effektiv bewertete Methode entwickelt. Hierbei kommt LiOH zum Einsatz, eine Hydroxidlösung, welche eine AKR verhindert und eine ACR fördert. In Versuchen konnte die Wirksamkeit des Verfahrens an 4 Materialien, einem Inertmaterial, einem AKR-gefährdetem Material und 2 ACR-kritischen Gesteinen, nachgewiesen werden /139/. Dabei wurden Prismen (20 mm x 20 mm x 60 mm) hergestellt mit einem w/z-Wert von 0,3 und einem Zuschlag-Zement-Verhältnis von 1. Dem Anmachwasser wurde LiOH zugemischt, so dass das Alkaliäquivalent des Zementes auf 1,5 % stieg. Nach 24 h in der Form wurden die Prismen 4 h bei 100°C Dampfnebel nachbehandelt und danach autoklavbehandelt in 0,9 mol/l LiOH bei 150°C. Im Gegensatz zu den bekannten ACR-gefährdeten Proben zeigten die Inert- und AKR-Proben keine Dehnung. /139/

Ein paralleles Auftreten beider Reaktionen wurde schon beobachtet, bedarf jedoch weiterer eingehenderer Untersuchungen /139/.

Wertung und Zusammenfassung zur ACR

1. Welche Zuschlagbestandteile reagieren, wird widersprüchlich diskutiert. Es ist unklar ob die calcitischen oder die dolomitischen Bestandteile jeweils in Abhängigkeit von Kristallitgröße, Struktur und/oder Anteil primären Einfluss haben. Es wird auch unterschiedlich diskutiert, ob die Tonminerale als Bestandteil der Zuschlagmatrix einen Einfluss auf die Dedolomitisierung ausüben und wenn ja, in welcher Weise bzw. in welchem Maße. Mitunter werden die Tone für die schädigenden Drücke verantwortlich gemacht.
2. Da die Reaktionsprodukte an unterschiedlichen Stellen nachgewiesen wurden, bleibt unklar welche Reaktionsprodukte an welchen Stellen schädigend wirken. So wurde Calciumcarbonat bei einigen Versuchen im Zuschlag gefunden und in anderen - gleich wie die Alkalicarbonate - an der Zuschlagoberfläche, wobei Letzteres nicht treibend auf den Zuschlag wirken kann. Brucit hingegen wurde manchmal am äußeren Rand der Reaktionszone nachgewiesen und manchmal konnte keine Wanderung von Magnesium verzeichnet werden.
3. Die Quelldrücke der Tone wurden für eine Dehnungsreaktion als zu niedrig charakterisiert. Man vermutet eher Dehnungsreaktionen, die durch Kristallisationsdrücke hervorgerufen werden. Diese entstehen nach /135/ durch die feinkristallinen Reaktionsprodukte Calcit und Brucit, die in einem begrenzten Raum im Dolomit gebildet werden und deren Volumenvergrößerung im Vergleich zum Dolomit – hervorgerufen durch eingelagerte Poren – einen Druck ausübt.
4. Die Schadensbilder der ACR können denen der AKR ähnlich sein. Lediglich der Nachweis von Brucit kann auf eine Dedolomitisierung deuten. Ob diese jedoch die Schadensursache war, bleibt weiterhin ungeklärt.
5. Zur Kontrolle der ACR können einige Schutzmaßnahmen angewendet werden, wie Reduzierung der Alkalität, Reduzierung der Menge von potentiell kritischen Zuschlägen und deren Korngröße. Die Wirkung einiger Maßnahmen kann jedoch nicht in vollem Umfang bestätigt werden.
6. In Versuchen an ausgewählten Materialien hat sich ein Test mit LiOH-Lösung bewährt. Im Gegensatz zu Inert- und AKR-Proben zeigten die potentiellen ACR-Materialien eine deutliche Dehnung.

2.3.5 Einfluss von Tausalzen auf eine schädigende AKR und ACR

Einfluss von Tausalzen auf eine AKR

Zum Einfluss von Salzen auf eine AKR bzw. ACR werden in der Literatur widersprüchliche Erkenntnisse aufgeführt.

NaCl kann nur dann wirksam werden, wenn das Anion Cl^- von den Zementbestandteilen in schwerlöslicher Form gebunden und somit aus Na^+ und dem Hydroxid der Porenlösung NaOH gebildet wird. Da Zement nur wenig Cl binden kann, ist die Zufuhr von NaCl von außen nur wenig gefährlich hinsichtlich AKR /67/. Nach Untersuchungen von /67/ führte die

Lagerung von Beton mit alkaliempfindlichen Zuschlägen in 3 %iger NaCl-Lösung zu keinem Anstieg der AKR-Dehnung.

/68/ hat Untersuchungen zum Einfluss einer Alkalizufuhr von außen an Betonproben, hergestellt mit unterschiedlichen Zementen und pessimalen Zuschlagzusammensetzungen, durchgeführt. Die Proben wiesen nach 1 Jahr Lagerung in 3 %iger NaCl-Lösung im Vergleich zu Proben aus der Nebelkammer- bzw. Freiluftlagerung im Mittel kein deutlich verstärktes Alkalitreiben auf. Bei Proben, hergestellt mit NA-Zementen und auch anderen Zementen konnte nach 10 Jahren Salzlösungs-Lagerung die Schadstufe 0 verzeichnet werden. /68/

HOBBS /150/ prüfte die Betondehnung an Proben, welche in 38°C bzw. 20°C warmer NaCl-Lösung bis zu 6 Monaten gelagert wurden. Proben, welche wenig schwach reaktives natürliches Zuschlagmaterial < 1,0 bis 1,5 % enthielten, zeigten nur leichte Dehnungserhöhungen. Bei einem hohen Anteil an reaktivem Zuschlag wie Cristobalit kann die Dehnung von bereits AKR-geschädigtem Beton stark erhöht werden bzw. bei einem ungeschädigten Beton das Risiko der Dehnung und Schädigung steigen. Selbst ein Zusatz von 40 % Hüttensand bzw. 25 % Flugasche konnten den Beton nicht vor Dehnungen infolge AKR schützen.

Betonproben, hergestellt mit 70 % kritischen Zuschlägen wie z.B. präkambrischen Grauwacken und mit Zementgehalten zwischen 300 und 500 kg, wurden vergleichend zur Nebelkammerlagerung bei 20°C bzw. 40°C auch in einem 1-cm-Fußbad von 3 %iger NaCl-Lösung gelagert. Unter dieser im Vergleich zu baupraktischen Bedingungen sehr intensiven Zuführungen von Alkalien und Feuchtigkeit traten nach rund zweieinhalb Jahren Lagerungsdauer, unabhängig vom Zement- und Alkaligehalt des Betons, Risse auf. Der Rissbildung ging ein Rückgang des dynamischen E-Moduls voraus. Ob auch bei Betonen mit noch niedrigeren Zementgehalten, bei geringerem Grauwackegehalt oder bei Betonen mit NA-Zement sich eine solche Schädigung ergibt, muss geprüft werden. /97/

Im Hinblick auf die Nutzung als AKR-Prüfverfahren haben /67/ die Wirkung von heißer (80°C) und kalter (22°C) gesättigter Natriumchlorid-Lösung auf alkalikieselsäure- und alkalicarbonat-reaktive Zuschläge bis 10 mm enthaltenden Beton untersucht. Von den Betonprobekörpern ($w/z = 0,42$; Na_2O -Äqui. = 1,25 %) wurde die Längenänderung erfasst. Heiße gesättigte NaCl-Lösung beschleunigte die Alkali-Reaktionen und die Ergebnisse korrelierten gut mit den ASTM C 227-81-Versuchen sowie den CSA A23.2-14A-Testergebnissen. Bei kalter NaCl-Lösung ist die Reaktion vom Zuschlag abhängig und wird als langsam und ungeeignet bewertet für das Erfassen von AKR-gefährdetem Zuschlag. Bei Versuchen mit kalter NaCl-Lösung kam es bei silicatischen Materialien, ob reaktiv oder nicht, zu Kontraktionen (welche auch Betonschäden bewirken können!). Es wurden jedoch weitere Untersuchungen dazu empfohlen. Die Dehnung infolge AKR war bei Verwendung der heißen gesättigten NaCl-Lösung geringer als beim ASTM-Test.

Laut Laboruntersuchungen /67/ werden in Gegenwart von Alkali-Ionen unter Frostbedingungen Betone, welche alkalikieselsäure-reaktive Zuschläge enthalten, schneller zerstört als Betone ohne reaktive Zuschläge.

Ebenfalls führten CaCl_2 -haltige Beschleuniger zu verstärkten Dehnungen bei Mörtelbalken, die 2 % Opal enthielten /151/.

Nach /110/ zeigten über NaCl-Lösung gelagerte Prüfkörper starke Dehnungen, auch die Prüfkörper, welche mit Lithium-versetzten Zementen hergestellt wurden.

Nach /82/ führen in Gegenwart von freiem Ca(OH)_2 die Natrium-Ionen aus Alkalisalzen (z.B. NaCl) und die OH-Ionen aus dem Ca(OH)_2 zusammen mit H_2O zur AKR-Dehnung. D.h. für die Diffusion von Na^+ und OH^- in das reaktive Korn ist das Vorhandensein von freiem Ca(OH)_2 Voraussetzung. /82/

Mit steigender Konzentration der Salzlösung konnte /152/ in Versuchen eine verstärkte Dehnung nachweisen. Inwieweit die Salzkonzentration, bei der eine Dehnung erstmals zu verzeichnen ist, material- und temperaturabhängig ist, war noch unklar /152/.

Neben NaCl kommen auch andere Taumittel wie z.B. Natrium- oder Kaliumacetate zum Einsatz. Zur Wirkungsweise dieser Taumittel in Bezug auf eine AKR besteht Forschungsbedarf.

Bei Untersuchungen von /152, 153, 154/ konnte keine Systematik gefunden werden, welche Salze bzw. welche Kat- oder Anionen (Na^+ , K^+ bzw. Cl^- , NO_3^- , NO_2^-) stärker fördernd auf eine AKR wirken.

Einfluss von Tausalzen auf eine ACR

Nach Aussagen von /89/ können Taumittel einen ACR-Schaden erhöhen.

Obwohl die Alkalien aus den Tausalzen eine Alkali-Carbonat-Reaktion bewirken können, ist der Vorgang unter normalen Bedingungen (22°C) sehr langsam /67/. Bei den Alkali-Carbonat-Reaktionen war die Dehnung bei Verwendung heißer gesättigter NaCl-Lösung stärker als nach Durchführung der ASTM- bzw. CSA-Tests. /67/

Nach /155/ bewirken Salzlösungen lediglich eine verstärkte Wasseraufnahme in deren Folge u.a. die Tone ein verstärktes Quellen und somit eine verstärkte Dehnung bewirken.

Wertung des Tausalz-Einflusses

Trotz der Widersprüchlichkeit der Literaturaussagen muss eindeutig festgehalten werden, dass in mehreren Fällen bei Angriff von Tausalzen eine schädigende AKR bzw. ACR forciert wurde. Dies ließ sich u.a. durch einen Abfall des E-Moduls und einer verstärkten Dehnung der Proben nachweisen.

Bekannte Gegenmaßnahmen gegen eine schädigende AKR wie Einsatz von NA-Zement, Flugasche, Hüttensand oder Lithium konnten eine Schadreaktion bzw. die Verstärkung einer Schadreaktion nicht immer verhindern.

Der Einfluss von Tausalzen auf eine AKR ist abhängig von der Art des reaktiven Zuschlages.

Inwiefern Tausalze den Reaktionsmechanismus der AKR beeinflussen, ist nicht geklärt. Sicher ist dagegen, dass Alkaliacetate bedenklich sind /156/.

2.3.6 Offene Fragen und Probleme zum Thema Alkali-Zuschlag-Reaktion

Anhand der durchgeführten Literaturrecherche gibt es eine Vielzahl offener Fragen und Probleme. Nachfolgend soll jedoch nur auf die im Bezug auf diese Arbeit stehenden Fragen eingegangen werden.

Welche Bedeutung haben die Hydroxidlösungen NaOH, KOH und Ca(OH)_2 hinsichtlich Alkali-Zuschlag-Reaktionen?

Kann eine Alkali-Carbonat- bzw. eine Alkali-Dolomit-Reaktion theoretisch und praktisch ablaufen bzw. kann diese betonschädigend wirken?

Üben Taumittel eine AKR-fördernde Wirkung aus?

Wie unterscheiden sich die Taumittel wie NaCl- und Natriumacetat-Lösung bezüglich des Effektes auf eine AKR?

Wie reaktiv sind Kieselkalke und Kieseliefer hinsichtlich einer AKR unter Taumiteleinfluss?

Ist ein Wechsellagerungsprogramm mit Feucht- und Trockenphasen sowie Frost-Tau-Angriff im Vergleich zur Nebelkammerlagerung zur schnelleren Bewertung der AKR-Gefahr von Gesteinskörnungen in Betonen geeignet? Die aufgetretenen Schadensfälle haben gezeigt, dass meist nicht nur die AKR allein zu den Schäden beigetragen hat. Die Gefügauflockerung hervorgerufen durch eine AKR ermöglichte ein weiteres Eindringen von Feuchtigkeit sowie Lösungs- und Mineralumbildungsprozesse. Es ist nicht zu vernachlässigen, dass mitunter infolge anderer Schadensmechanismen (Frostangriff z.B.) das Gefüge aufgelockert und somit eine Feuchtigkeitsbereitstellung für eine schädigende AKR ermöglicht wurde.

3 Übertragbarkeit der Ergebnisse von Kristallisationsversuchen auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Gesteinsstücken

3.1 Ausgangsbedingungen

Wie bereits in Kapitel 2 herausgearbeitet, gibt es weltweit eine Vielzahl von Prüfverfahren für Betonzuschläge. Die Eignung dieser Zuschläge für den Einsatz in einem dauerhaften Beton wird jedoch neben den reinen Zuschlaguntersuchungen oft über Betonversuche kontrolliert. Grund dafür ist eine Prüfung der Zuschläge unter praxisnäheren Bedingungen. Wie ebenfalls schon verdeutlicht, sollten sich Prüfverfahren nicht nur durch Praxisnähe auszeichnen, sondern auch ökonomisch hinsichtlich Zeit und finanziellen Aufwendungen funktionieren. Da Betonversuche im Allgemeinen zeitaufwendig sind, nicht zuletzt durch das meist erforderliche Prüfalter von 28 Tagen, wird versucht, die Eignung der Materialien über Untersuchungen an den als Betonzuschlag einzusetzenden Gesteinskörnungen festzustellen. Entsprechend der neuen DIN 4226-1 /181/, Prüfung von Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel, wird neben der Untersuchung des Frostwiderstandes nach DIN EN 1367-1 /186/ mit Wasser als Prüflösung (bisher DIN 52104 Teil 1 Verfahren N /187/) und der Untersuchung des Frost-Tausalz-Widerstandes nach DIN EN 1367-1 Anhang B mit Natriumchlorid-Lösung als Taumittel (bisher DIN 52104 Teil 3) der Magnesiumsulfatversuch nach DIN EN 1367-2, /188/ als mögliches Prüfverfahren zum Frost-Tausalz-Widerstand von Zuschlag für Beton vorgegeben. Bei diesem Verfahren läuft lediglich eine Salzkristallisation ab unter der Wirkung von Hydratationsdrücken ohne jeglichen Frostangriff. Inwieweit dieser Versuch wirklich Bewertungsberechtigung für eine Frost-Tausalz-Beständigkeit von Gesteinskörnungen übernehmen kann bzw. inwieweit die Ergebnisse aus diesen Zuschlaguntersuchungen auf die Betonpraxis übertragen werden können, ist eine dringend zu klärende Frage.

Bekannt ist, dass der Magnesiumsulfattest in den USA spezifiziert als ASTM S 88 /212/ angewendet wird. Wie aus Informationen von /157/ hervorging, waren die Ergebnisse aus diesem Test in den USA nur schwer oder gar nicht mit dem Verhalten der in Betonversuchen untersuchten Gesteinskörnungen und der Praxis korrelierbar.

Da in Deutschland zum Magnesiumsulfatverfahren keine Erfahrungen oder gesammelten Daten vorlagen, jedoch in der Werksteinbranche für Natursteinuntersuchungen eine ähnliche Vorgehensweise - Durchführung von Frost-Versuchen und Durchführung von Kristallisationsversuchen an Gesteinsstücken jedoch mit Natriumsulfat - praktiziert wird, bot sich als erster Schritt eine Analyse vorhandener Daten aus diesem Bereich an. Als Datenquelle diente das Thüringer Natursteinkatasters /8/. Die darin gesammelten Daten über Gesteine wie die Rohdichten, die Wasseraufnahmen und Sättigungswerte, die Ergebnisse des Kristallisationsversuches mit Natriumsulfat und der Frostprüfung mit reinem Wasser wurden ausgewertet. Neben den zahlenmäßigen Ergebnissen erfolgte noch eine Beurteilung der optischen Veränderungen an den Proben im Versuchsverlauf.

Die Untersuchungen schlossen Natursteine aus allen drei Gesteinsgruppen ein. Dadurch konnten Daten von Sedimentgesteinen wie Karbonat, Sandstein, Grauwacke, Konglomerat; von Magmatiten wie Granit, Rhyolith, Dolerit, Diabas, Basalt und Pikrit sowie von Metamorphiten wie Gneis und Tonschiefer analysiert werden. Bei den Untersuchungen für das Thüringer Natursteinkataster kamen würfelförmige Probekörper mit der Kantenlänge (40 ± 2) mm und (50 ± 2) mm zur Anwendung.

3.2 Versuchsdurchführungen

In die Gesteinsuntersuchungen wurden die Rohdichtebestimmung nach DIN 52102 /213/, die Bestimmung des Wasseraufnahmegrades und Sättigungswertes nach DIN 52103 /214/ (neu: DIN EN 1097-6 /215/), der Kristallisationsversuch nach DIN 52111 Verfahren A mit Na_2SO_4 -Lösung /216/ und der Frostversuch nach DIN 52104 /187/ einbezogen. Alle Verfahren sind im Anhang 1 und 2 erläutert. Auf Grund der Schwerpunktlegung der Arbeit werden bestimmte Aspekte des Kristallisationsversuches näher betrachtet.

Um die Gesteine mittels Kristallisationsversuch nach DIN 52111 besser beurteilen zu können, erfolgten mehr als die vorgeschriebenen 10 Wechselbeanspruchungen. Da für diesen Test mit Na_2SO_4 -Lösung nach DIN 52111 kein Bewertungskriterium vorliegt, werden hier zur Bewertung der Gesteine die Grenzwerte für den oben erwähnten Magnesiumsulfat-Test nach DIN 4226-1 für grobe Gesteinskörnungen herangezogen, wonach Masseverluste ≤ 18 % für einen erhöhten Frostwiderstand stehen. Entsprechend den Beobachtungen bei der Versuchsdurchführung, wonach die Proben während der Lagerung in der Sulfatlösung zerfallen, sind die Hydratationsdrücke der Sulfate für die Zerstörungen verantwortlich. Es ist allerdings nicht bekannt, welche Hydratationsstufe beim Magnesiumsulfat die Zerstörung bewirkt. In den Literaturquellen /u.a. 158, 159/ sind die theoretischen Hydratationsdrücke wie folgt angegeben:

	(bei 20°C und 100 % r.F.)
$\text{Na}_2\text{SO}_4 \rightarrow \text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10 \text{ H}_2\text{O}$, Mirabilit	48,9 N/mm ²
$\text{MgSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{MgSO}_4 \cdot 6 \text{ H}_2\text{O}$, Hexahydrat	zwischen 11,8 und 14,1 N/mm ²
$\text{MgSO}_4 \cdot 6\text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{MgSO}_4 \cdot 7 \text{ H}_2\text{O}$, Epsomit	11,7 N/mm ²

Weiterhin liegen dem Kriterium für den Magnesiumsulfat-Test nach DIN 4226-1 nur 5 Wechsel zu Grunde. Mit 10 Wechseln beim Natriumsulfat-Test befindet man sich auf der sicheren Seite.

Die Kristallisationsversuche nach DIN 52111, Verfahren A mit Natriumsulfat, sowie die Frostversuche nach DIN 52104 wurden während der letzten Jahre (vor 2001) am Lehrgebiet Geologie der Bauhaus-Universität Weimar von mehreren Personen durchgeführt.

3.3 Materialien

Die Untersuchungen erfolgten an 86 Gesteinen aus Thüringen, darunter 67 Sedimente, 16 Magmatite und 3 Metamorphite. Die Materialien sind in Tabelle 3-1 aufgeführt. Bei einigen Materialien wurden nicht alle Untersuchungen durchgeführt.

3.4 Ergebnisse

3.4.1 Rohdichten, Wasseraufnahmegrade und Sättigungswerte

Die Ergebnisse aus den Ermittlungen von Rohdichten, Wasseraufnahmegraden und Sättigungswerten sind in Tabelle 3-1 einzusehen.

Es wird deutlich, dass die Rohdichten bei einigen Materialien großen Schwankungen unterworfen sind, je nach individueller Genese und der damit verbundenen Porosität des Gesteins. Demzufolge sind die Wasseraufnahmen der Materialien sehr unterschiedlich.

Nach DIN 52106 /217/ können Gesteine über den Wasseraufnahmegrad und den Sättigungswert in verwitterungsbeständig, nicht verwitterungsbeständig, brauchbar und bedingt brauchbar eingeteilt werden. Bei Wasseraufnahmegraden (nach DIN 52103 zu ermitteln) unter 0,5 % ist ein Material verwitterungsbeständig. Liegen die Werte darüber, ist die Bewertung über den Sättigungswert (DIN 52103) fortzuführen. Sättigungswerte unter 0,75 weisen das Material als verwitterungsbeständig aus, Werte über 0,90 bedeuten nicht verwitterungsbeständig, und bei Gesteinen mit Sättigungswerten zwischen 0,75 und 0,90 sind die Untersuchungen mit dem Frostwechselversuch nach DIN 52104 und/oder dem Kristallisationsversuch nach DIN 52111 weiterzuführen.

Anhand der Wasseraufnahmegrade waren nur folgende Gesteine als beständig einzuschätzen:

- 5 von 66 untersuchten Sedimenten:
 - 5 von 28 Karbonaten, d.h. alle 4 devonischen Kalksteine und der Ockerkalk,
 - kein Sandstein,
- 6 von 15 Magmatiten, d.h. 2 Granite, der Diabas, die Diabasbrekzie, der Basalt und der Pikrit sowie
- 1 Metamorphit (Tonschiefer).

Unter Einbeziehung der Sättigungswerte sind weitere Gesteine als verwitterungsbeständig einzustufen:

- 24 von 66 Sedimenten:
 - 8 von 28 Karbonaten, d.h. 3 Terebratelkalke, 3 Schaumkalke und 2 Travertine,
 - 16 von 38 Sandsteinen, d.h. 14 Buntsandsteine, 2 Keupersandsteine,
- 1 von 15 Magmatiten, d.h. ein Rhyolithuff,
- kein Metamorphit.

Tabelle 3-1: Aufstellung der untersuchten Materialien mit Rohdichte ρ , Wasseraufnahmegrad $W_{m,a}$, Sättigungswert S, Frostwiderstand nach x Frost-Tau-Wechseln FTW bzw. nach x Wechseln im Kristallisationsversuch mit Na₂SO₄-Lösung XV; (FTW und XV nach den Proben mit maximalen Einzelwerten beurteilt)

Nr.	Material (Sedimentgesteine: Karbonate)	Kürzel	ρ (g/cm ³)	$W_{m,a}$ (%)	S	25FTW <1 %	50FTW <1 %	10 XV <100 %	10 XV <18 %
1	Ockerkalk 5433-01 (si)	Oc	2,73	0,34	1,05	+	+	+	+
2	Devonischer Kalkstein 5334-01 (do)	K1	2,73	0,37	0,90	+	+	+	+
3	Devonischer Kalkstein 5337-01 (do)	K2	2,65	0,40	0,95	+	+	+	+
4	Devonischer Kalkstein 5337-02 (do)	K3	2,67	0,21	0,89	+	+	+	+
5	Devonischer Kalkstein 5337-03 (do)	K4	2,65	0,24	0,86	+	+	+	+
6	Rogenstein 4634-10 (su)	Ro	2,67	1,52	0,99	+	+	+	+
7	Wellenkalk 5035-01 (mu)	Wk	2,55	1,33	0,93	+	-/<2 %	+	+
8	Oolithkalk 4631-01 (mu)	Oo	2,43	2,63	0,83	+	+	-	-
9	Terebratelkalk 4629-01 (mu)	Tb1	2,17	3,28	0,66	+	+	+	-
10	Terebratelkalk 4631-02 (mu)	Tb2	2,46	1,27	0,89	+	+	+	-
11	Terebratelkalk 4727-01 (mu)	Tb3	2,21	3,48	0,56	+	-	+	-
12	Terebratelkalk 5035-02 (mu)	Tb4	2,24	3,51	0,65	+	+	+	-
13	Schaumkalk 4727-02 (mu)	Sc1	2,19	2,15	0,81	+	+	+	-
14	Schaumkalk 4727-03 (mu)	Sc2	2,32	3,08	0,68	+	+	+	+
15	Schaumkalk 4727-04 (mu)	Sc3	2,62	0,54	0,96	+	+	+	+
16	Schaumkalk 4733-12 (mu)	Sc4	2,44	2,02	0,94	+	+	-	-
17	Schaumkalk 4828-01 (mu)	Sc5	2,25	2,32	0,62	+	+	+	+
18	Schaumkalk 5231-01 (mu)	Sc6	2,34	2,11	0,57	+	+	+	-
19	Trochitenkalk 4632-25 (mo)	Tc1	2,55	1,04	0,92	+	+	+	+
20	Trochitenkalk 4733-16 (mo)	Tc2	2,56	1,37	0,97	+	+	+	+
21	Muschelkalk 4632-27 (mo)	Mk1	2,63	0,81	0,86	+	+	+	+
22	Muschelkalk 4727-05 (mu)	Mk2	2,47	3,66	0,87	+	+	+	+
23	Muschelkalk 4732-01 (mu)	Mk3	2,41	2,31	0,81	+	+	+	+
24	Muschelkalk 5428-01 (mu)	Mk4	2,21	3,04	0,78	+	+	+	+
25	Travertin 4732-05 (q)	Tv1	1,89	7,59	0,60	-/<2 %	-/<3 %	+	+
26	Travertin 4732-05 (q)	Tv2	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	+	-
27	Travertin 4829-01 (q)	Tv3	2,25	3,60	0,79	+	+	+	+
28	Travertin 4930-01 (q)	Tv4	2,11	4,57	0,79	+	+	+	+
29	Travertin 5034-01 (q)	Tv5	2,34	2,43	0,72	+	+	+	+
	Material (Sedimentgesteine: Sandsteine)	Kürzel	ρ (g/cm ³)	$W_{m,a}$ (%)	S	25FTW <1 %	50FTW <1 %	10 XV <100 %	10 XV <18 %
30	Grauwacke 4127-01 (cu)	Gw	2,62	1,14	1,31	+	+	+	+
31	Kyffhäusersandstein 4532-06 (co)	Ky1	2,33	3,70	0,89	+	+	+	+
32	Kyffhäusersandstein 4532-10 (co)	Ky2	2,28	4,06	0,96	+	+	+	-
33	Kyffhäusersandstein 4532-10 (co)	Ky3	2,44	3,17	0,99	+	+	+	+
34	Kyffhäusersandstein 4532-10 (co)	Ky4	2,29	4,67	0,96	+	+	n.b.	n.b.
35	Kyffhäusersandstein 4532-15 (co)	Ky5	2,32	3,13	0,98	+	+	+	+
36	Kyffhäusersandstein 4632-01 (eo)	Ky6	2,29	3,90	0,95	+	+	+	+
37	Kyffhäusersandstein 4632-07 (co)	Ky7	2,46	2,82	0,99	+	+	+	+
38	Kyffhäusersandstein 4632-11 (co)	Ky8	2,34	3,85	0,94	+	+	+	-
39	Kyffhäusersandstein 4632-12 (eo)	Ky9	2,53	2,22	0,94	+	+	+	+
40	Konglomerat 4634-01 (ro)	Kg	2,49	1,04	0,94	-/<2 %	-/<4 %	+	+
41	Sandstein, Rotliegendes 5129-01 (ro)	S	2,44	2,52	0,96	+	+	+	+

Fortsetzung Tabelle 3-1

Nr.	Material (Sedimentgesteine: Sandsteine)	Kürzel	ρ (g/cm ³)	$W_{m,a}$ (%)	S	25FTW <1 %	50FTW <1 %	10 XV <100 %	10 XV <18 %
42	Buntsandstein 4626-01 (sm)	Bs1	2,03	6,89	0,69	+	+	+	-
43	Buntsandstein 4632-19 (sm)	Bs2	2,08	6,64	0,75	+	+	-	-
44	Buntsandstein 4632-21 (sm)	Bs3	2,10	6,78	0,83	-/<3 %	-/<8 %	n.b.	n.b.
45	Buntsandstein 4632-21 (sm)	Bs4	2,18	3,96	0,57	+	+	+	+
46	Buntsandstein 4633-04 (su)	Bs5	2,26	3,38	0,57	+	+	+	-
47	Buntsandstein 4633-04 (su)	Bs6	2,18	3,72	0,56	+	+	+	+
48	Buntsandstein 4633-05 (su)	Bs7	2,08	6,29	0,71	+	+	+	-
49	Buntsandstein 4634-03 (su)	Bs8	2,14	5,98	0,77	-/25 %	-/25 %	+	+
50	Buntsandstein 4634-05 (su)	Bs9	2,07	6,21	0,72	+	+	+	-
51	Buntsandstein 4634-09 (su)	Bs10	2,12	6,15	0,74	-/<3 %	-/<6 %	-	-
52	Buntsandstein 4634-09 (su)	Bs11	2,62	1,68	0,93	+	+	+	+
53	Buntsandstein 4733-18 (sm)	Bs12	1,97	6,82	0,64	+	+	+	-
54	Buntsandstein 4734-07 (su/sm)	Bs13	2,16	5,33	0,71	+	-/<2 %	+	+
55	Buntsandstein 4734-08 (su/sm)	Bs14	2,22	3,72	0,62	+	+	+	-
56	Buntsandstein 5133-01 (sm3)	Bs15	2,02	7,26	0,69	+	+	+	-
57	Buntsandstein 5133-02 (sm)	Bs16	2,00	6,64	0,68	-/<2 %	-/<3 %	n.b.	n.b.
58	Buntsandstein 5137-01 (su)	Bs17	2,42	2,69	0,99	+	+	+	-
59	Buntsandstein 5226-02 (sm)	Bs18	2,16	4,73	0,70	+	+	+	-
60	Buntsandstein 5228-02 (su)	Bs19	2,17	6,48	0,97	-/25 %	n.b.	+	-
61	Buntsandstein 5429-01 (sm)	Bs20	2,14	6,97	0,82	+	+	+	+
62	Buntsandstein 5430-01 (sm)	Bs21	2,14	4,5g	0,64	n.b.	n.b.	+	+
63	Keupersandstein 4834-01 (ku)	Keu1	1,80	13,8	0,82	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
64	Keupersandstein 4928-01(ku)	Keu2	2,00	9,88	0,87	-/<2 %	-/16 %	n.b.	n.b.
65	Keupersandstein 5030-01 (ko)	Keu3	2,10	6,01	0,68	+	+	n.b.	n.b.
66	Keupersandstein 5030-02 (ko)	Keu4	2,08	6,45	0,69	+	+	+	-
67	Keupersandstein 5030-03 (ko)	Keu5	2,05	7,39	0,80	+	+	n.b.	n.b.
	Material (Magmatite)	Kürzel	ρ (g/cm ³)	$W_{m,a}$ (%)	S	25FTW <1 %	50FTW <1 %	10 XV <100 %	10 XV <18 %
68	Monzogranit 4128-01 (du)	Gr1	2,57	0,37	0,86	+	+	+	+
69	Granit 5228-01 (du)	Gr2	2,45	1,21	0,87	+	+	+	-
70	Granit 5228-01 (du)	Gr3	2,53	0,67	0,93	+	+	+	+
71	Granit 5435-01 (co)	Gr4	2,56	0,39	1,02	+	+	+	+
72	Granit 5435-02 (co)	Gr5	2,49	0,55	0,85	+	+	+	+
73	Rhyolithuff (Porphyrtuff) 4942-01 (ru)	Ry1	2,07	5,64	0,72	+	+	+	-
74	Rhyolithuff (Porphyrtuff) 5229-01 (ru)	Ry2	2,30	5,28	0,97	+	+	-	-
75	Rhyolithuffbrekzie 5331-01 (ru)	Rybz1	2,39	3,11	0,99	+	+	+	+
76	Rhyolithuffbrekzie 5331-02 (ru)	Rybz2	2,14	3,55	0,79	+	+	-	-
77	Biotit-Phänoandesit 5040-06/09 (ru)	BPh	2,43	4,09	0,93	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.
78	Dolerit 5229-02 (ru)	Do1	2,50	1,76	0,98	+	+	+	+
79	Dolerit 5229-03 (ru)	Do2	2,77	0,62	0,98	+	+	+	+
80	Diabas 5238-01 (do)	Dia	2,74	0,39	0,90	+	+	+	+
81	Diabasbrekzie 5438-01 (do)	Dbz	2,88	0,22	0,94	+	+	+	+
82	Basalt 5226-01 (t)	Bas	3,03	0,24	1,00	+	+	+	+
83	Pikrit 5635-01 (do)	Pk	2,80	0,22	0,87	+	+	+	+
	Material (Metamorphite)	Kürzel	ρ (g/cm ³)	$W_{m,a}$ (%)	S	25FTW <1 %	50FTW <1 %	10 XV <100 %	10 XV <18 %
84	Gneis, Kyffhäuser 4532-03 (Krist.)	Gs1	2,74	0,58	0,94	+	+	+	+
85	Gneis, Kyffhäuser 4532-03 (Krist.)	Gs2	2,63	0,72	0,93	+	+	+	+
86	Tonschiefer 5532-01 (oPS)	Ts	2,74	0,46	0,93	+	+	+	+

n.b.: nicht bestimmt; Bezeichnungen der Materialien mit Messtischblattnummer (der geologischen und topographischen Karte, Maßstab: 1 : 25000) und Steinbruchnummer entsprechend /8/

3.4.2 Beurteilung der Gesteine mit Hilfe der Masseverluste im Kristallisations- und Frostversuch

In diesem Abschnitt werden die Gesteine hinsichtlich ihrer Masseverluste bei den Kristallisationsversuchen mit Na_2SO_4 -Lösung und Frostversuchen beurteilt. Die Beurteilung erfolgt nach 10 bzw. 50 Wechseln beim Kristallisationsversuch nach DIN 52111, Verfahren A, und nach 25 bzw. 50 Frost-Tau-Wechseln bei der Prüfung nach DIN 52104, Verfahren A.

Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung / 10 Wechsel (Vergleich der Mittelwerte aus allen Probekörpern einer Probe)

Den Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung haben nach 10 Wechseln mit $\leq 18 \%$ Masseverlust bestanden:

- 40 von 60 getesteten Sedimenten:
 - 22 von 29 Karbonaten, d.h. der Ockerkalk, alle 4 devonischen Kalksteine, der Rogenstein, der Wellenkalk, 4 von 6 Schaumkalken, beide Trochitenkalke, alle 4 Muschelkalke, sowie alle 5 Travertine (Diagramm 3-1),
 - 18 von 31 Sandstein-Arten, d.h. die Grauwacke, 6 von 8 Kyffhäusersandsteinen, das Konglomerat, der Sandstein, 9 von 19 Buntsandsteinen und kein Keupersandstein, (Diagramm 3-2),
- 12 von 15 Magmatiten, d.h. alle 5 Granite, 1 von 2 Rhyolithuffbrekzien, beide Dolerite, der Diabas, die Diabasbrekzie, der Basalt sowie der Pikrit (Diagramm 3-3) und
- alle 3 Metamorphite (beide Gneise, Tonschiefer). Da alle Metamorphite den Test bestanden haben, wird auf eine graphische Darstellung verzichtet.

Gesteine, welche die 10 Wechsel nicht bestanden haben, zeigten Abwitterungen zwischen 18 und 90 %. Gesteine mit Abwitterungen bis 35 % könnten entsprechend DIN 4226-1 und den Kriterien für den MgSO_4 -Test in andere Qualitätskategorien eingeordnet werden. Für die Auswertung hier wurde wie oben beschrieben die höchste Kategorie (eFT) herangezogen.

1 Kyffhäusersandstein, 2 Bunt- und 3 Keupersandsteine versagten vor dem 10. Wechsel mit 100 % bzw. $> 90 \%$ Masseverlust, woraufhin ein Abbruch des Testes erfolgte.

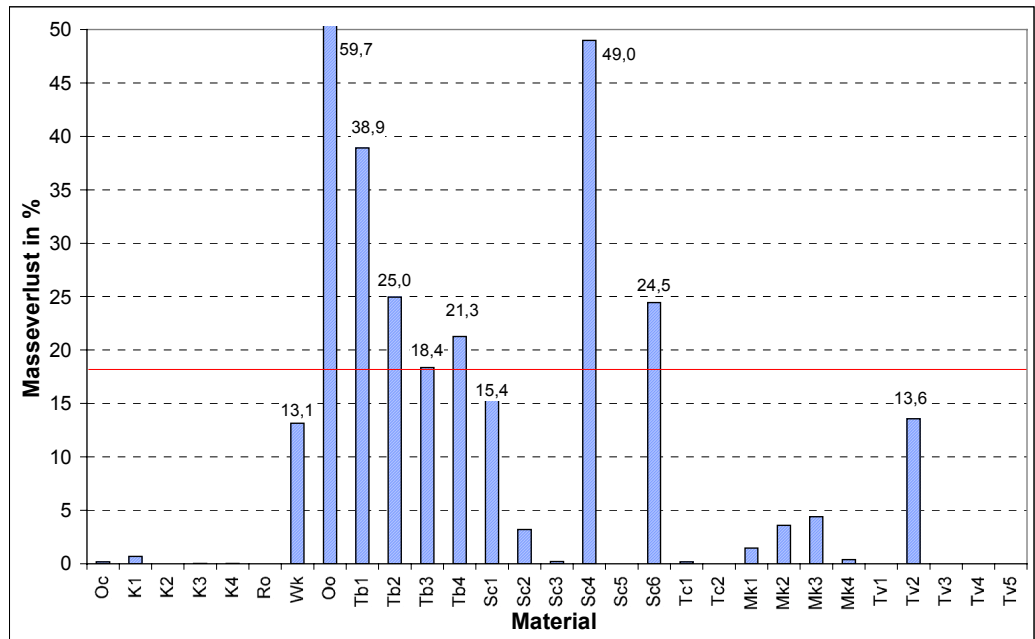


Diagramm 3-1: Masseverluste bei Karbonaten nach 10 Wechslen im Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung (Mittelwerte aus 5 Würfeln)

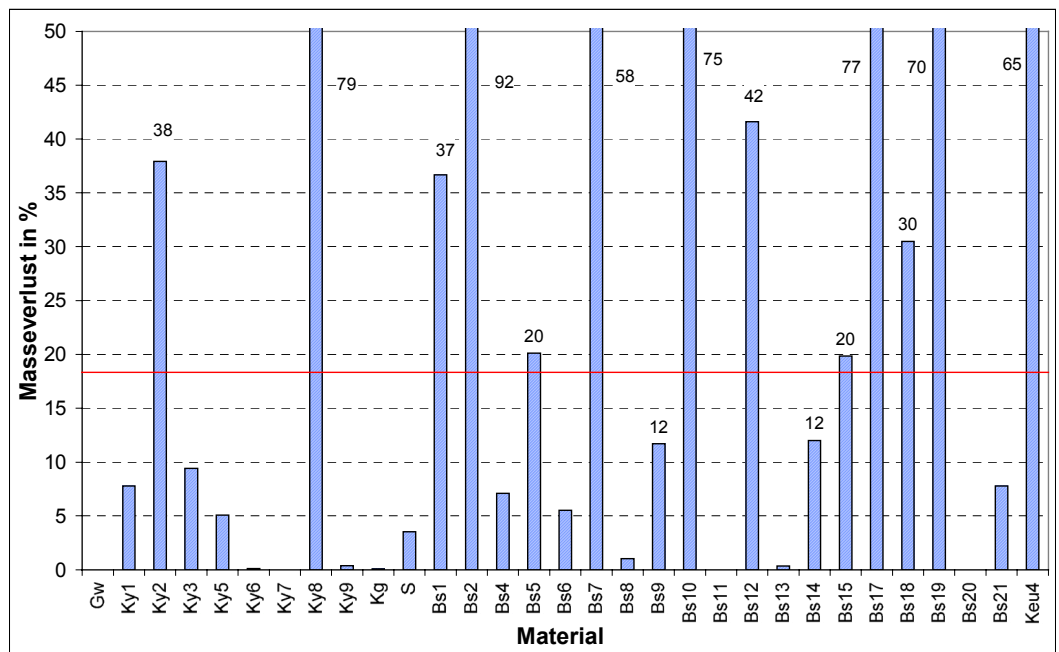


Diagramm 3-2: Masseverluste bei Sandsteinen und Konglomerat nach 10 Wechslen im Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung (Mittelwerte aus 5 Würfeln)

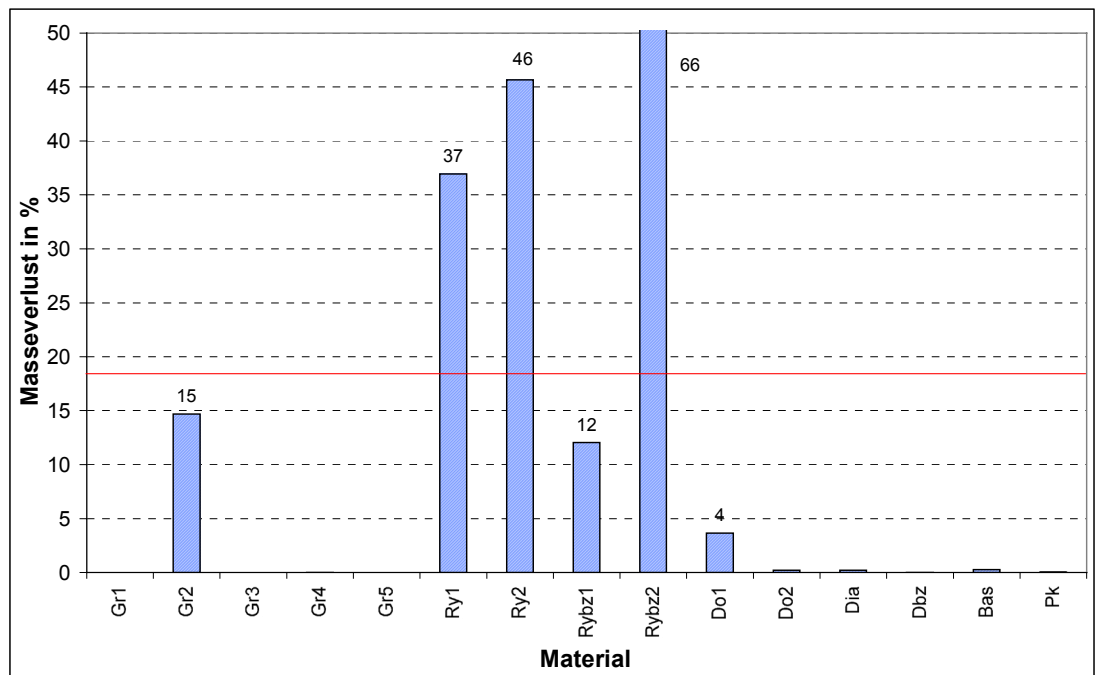


Diagramm 3-3: Masseverluste bei Magmatiten nach 10 Wechseln im Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung (Mittelwerte aus 5 Würfeln)

Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung / 50 Wechsel (Vergleich der Mittelwerte aus allen Probekörpern einer Probe)

Da für 50 Wechsel kein Kriterium existiert, wurde zu Vergleichszwecken das Kriterium für 10 Wechsel herangezogen, um die Änderungen deutlich zu machen. Nach 50 Wechseln im Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung zeigten nur 18 der 41 bis dahin geprüften Gesteine Abwitterungen $\leq 18,0\%$. Von den Sedimenten bestanden nur 5 von 19 Karbonaten (3 von 4 devonischen Kalksteinen und 2 von 4 Travertinen, Diagramm 3-4) sowie nur die Grauwacke unter den 7 untersuchten Sandsteinen den Test. Weiterhin zeigten 9 von 11 Magmatiten (der Rhyolithtuff und 1 Dolerit versagten) und alle 3 Metamorphite (beide Gneise und der Tonschiefer) Abwitterungen $< 18\%$. Bei den Gesteinen, welche den Test nicht bestanden haben, lagen die Abwitterungen in Bereichen von 20 bis 90 % (Mittelwerte).

Bei 36 Gesteinen erfolgte ein vorzeitiger Abbruch des Kristallisationsversuches mit Na_2SO_4 -Lösung zwischen dem 10. und 50. Wechsel, bei 25 Gesteinen bedingt durch vollständiges Versagen einzelner Probekörper bzw. Abwitterungen $> 90\%$. Bei einigen der restlichen Gesteine können relativ hohe Abwitterungen nach einer geringen Anzahl von Wechseln möglicherweise einen Teststop bewirkt haben.

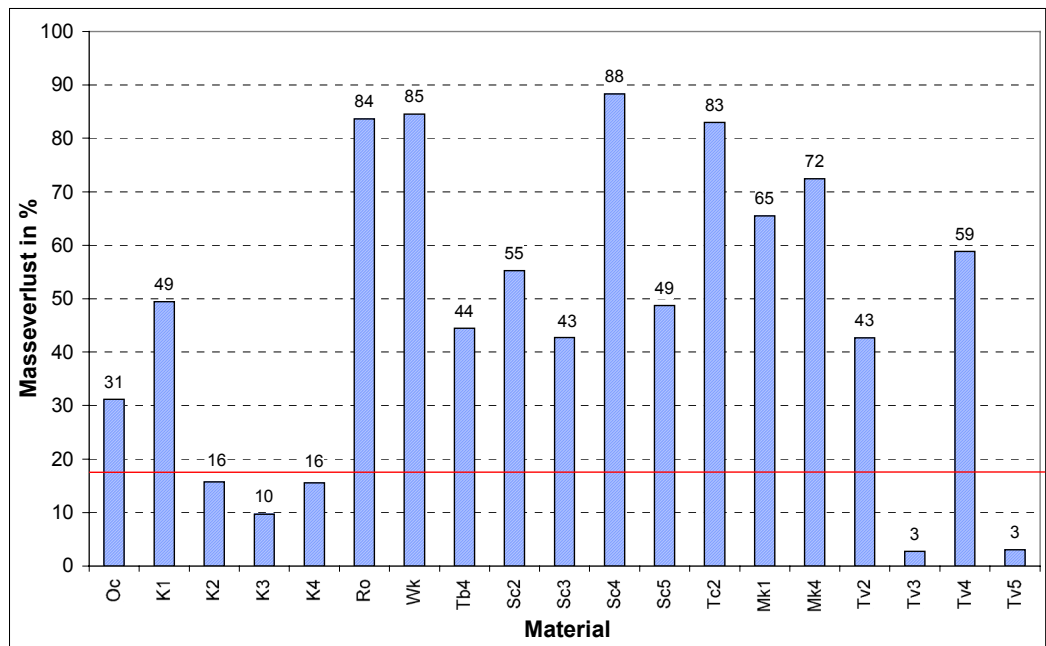


Diagramm 3-4: Masseverluste bei Karbonaten nach 50 Wechseln im Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung (Mittelwerte aus 5 Würfeln)

Frostversuch / 25 Wechsel (Vergleich der Mittelwerte aus allen Probekörpern einer Probe)

Den Frostversuch haben nach 25 FTW mit Abwitterungen $\leq 1\%$ folgende Gesteine bestanden:

- 62 von 64 Sedimenten, d.h. alle 28 Karbonate; von den 36 untersuchten Sandsteinen haben lediglich 2 von 20 Buntsandsteinen versagt,
- alle 15 Magmatite und
- alle 3 Metamorphite.

Materialien, die im Test versagten, zeigten Abwitterungen bis 6 %, wobei die Gesteine mit Abwitterungen $\leq 4\%$ im Mittelwert als bestanden gelten, jedoch in andere Qualitätskategorien nach DIN 4226-1 (nur 10 FTW für Zuschläge) eingeordnet werden.

Frostversuch / 50 Wechsel (Vergleich der Mittelwerte aus allen Probekörpern einer Probe)

Auch hier gibt es für den Frostversuch nach 50 Wechseln kein Kriterium nach DIN, so dass zu Vergleichszwecken das Kriterium für 25 Wechsel herangezogen wurde, um die Änderungen deutlich zu machen. Den Frostversuch haben mit Abwitterungen $\leq 1\%$ folgende Gesteine bestanden:

- 56 von 63 Sedimenten, d.h.
 - 26 von 28 Karbonaten (nicht bestanden haben 1 von 4 Terebratelkalken und 1 von 4 Travertinen),
 - 30 von 35 Sandsteinen (nicht bestanden haben das Konglomerat, 3 von 20 Buntsandsteinen sowie 1 von 4 Keupersandsteinen), siehe Diagramm 3-5,

- alle 15 Magmatite sowie
- alle 3 Metamorphite.

Materialien, die im Test versagten, zeigten Abwitterungen bis 13 %.

Auf die Darstellung der Karbonate, Magmatite und Metamorphite wurde verzichtet, da aufgrund des sehr guten Verhaltens dieser Gesteine im Test keine weiteren Erkenntnisse aus den Diagrammen entnommen werden können. Detailliertere Daten sind dem Natursteinskataster /8/ zu entnehmen.

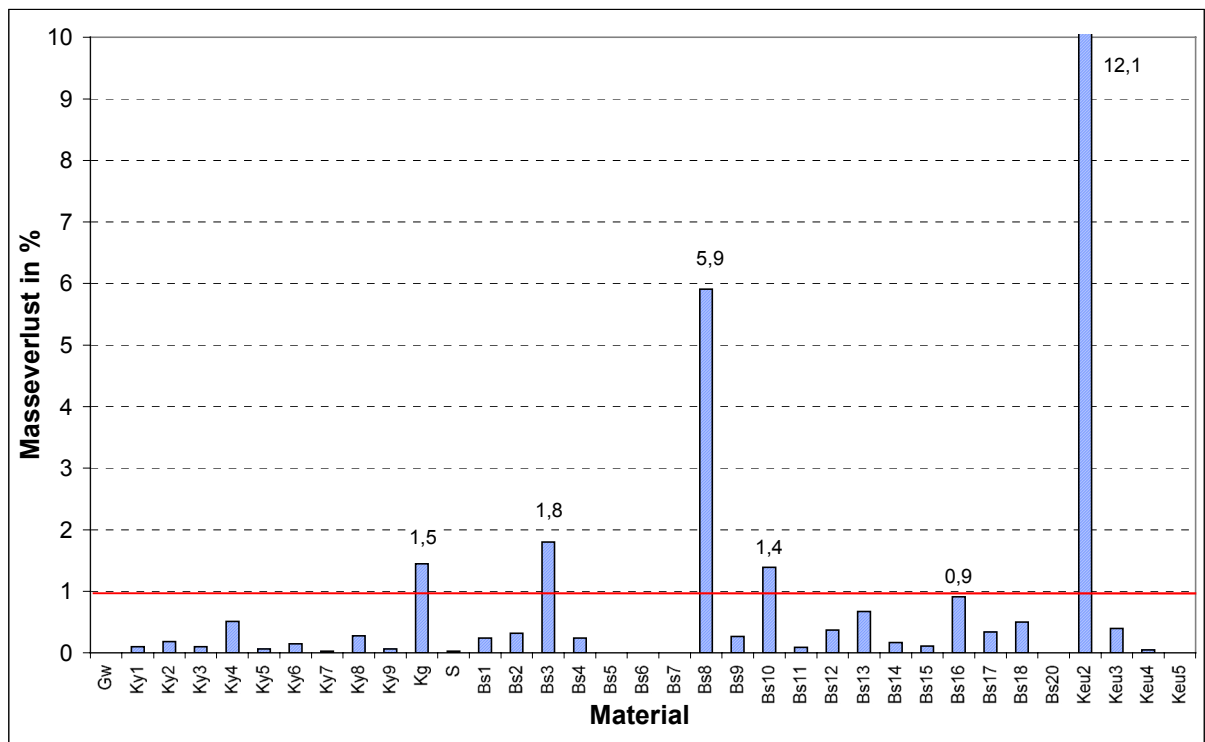


Diagramm 3-5: Masseverluste bei Sandsteinen nach 50 Wechseln im Frostversuch (Mittelwerte aus 5 Würfeln)

3.4.3 Optische Beurteilung – Schadensmechanismen und Schadensbilder beim Kristallisations- und Frostversuch

Abwitterungs- und Zerstörungsverläufe

Im Rahmen der Kristallisationsversuche mit Na_2SO_4 -Lösung und der Frostversuche waren unterschiedliche Abwitterungs- und Zerstörungsverläufe an den Probekörpern zu beobachten. Es wird nachfolgend ebenfalls aufgeführt, bei wie vielen Materialien der entsprechenden Gesteinsklasse Schadensabläufe der jeweiligen Art auftraten (Tabelle 3-2). Detailliertere Angaben sind Tabelle 3-3 zu entnehmen.

Tabelle 3-2: Optische Beurteilung der Probekörper nach dem Kristallisations- und Frostversuch

	Frostversuch nach DIN 52104	Kristallisationsversuch mit Na₂SO₄-Lösung nach DIN 52111
A	Absanden der Probekörper (Abbildung 3-1a), oberflächige Abwitterung	
Sedimente	5 Karbonate 4 Sandsteine	9 Karbonate 6 Sandsteine
Magmatite	1	9
Metamorphite	1	1
B	Abblättern (Abbildung 3-1b), an z.T. tonigen Horizonten treten Brüche auf, es erfolgt ein lagiges oder schalenförmiges Abblättern	
Sedimente	3 Karbonate 2 Sandsteine	10 Karbonate 6 Sandsteine (einschließlich Gw)
Magmatite	3	7
Metamorphite	0	2
C	Der Probekörper zerbricht in Bruchstücke (Abbildung 3-1c).	
Sedimente	3 Karbonate 3 Sandsteine	10 Karbonate 5 Sandsteine
Magmatite	1	3
Metamorphite	0	1
D	Korngefüge gelockert	
Sedimente	1 Sandstein (Keu)	3 Karbonate 5 Sandsteine
Magmatite	0	0
Metamorphite	0	1
E	Völlig zerfallen	
Sedimente	1 Sandstein (Keu)	6 Kalk- und 6 Sandsteine
Magmatite	0	3
Metamorphite	0	2
F	Keine Schäden	
Sedimente	Die meisten geprüften Gesteine bestanden den Frosttest – wenn auch nicht mit allen Probekörpern.	1 (Tv)
Magmatite		4 (Gr, Dbz, Bas, Pk)
Metamorphite		
G	Sulfatausblühungen oder Überzüge (Abbildung 3-1a)	
Sedimente	entfällt	1 Kalkstein (Tv); 1 Sandstein (Bs)
Magmatite		3 (Ry, Dia, Bas)
Metamorphite		0
H	Keine oder anfangs sehr geringe Massezunahmen	
Sedimente	entfällt	0
Magmatite		3 (Do, Dia, Bas) alle sehr dicht
Metamorphite		1 (Ts) sehr dicht
I	Starke Massezunahmen	
Nur bei Sedimenten	entfällt	1 Kalkstein (Tv*), alle Sandsteine (porös) einschl. Grauwacke
J	Besonderheiten	
	Bei Buntsandstein waren oft geringe Masseabnahmen zu verzeichnen, ohne dass Schäden sichtbar waren.	Bei Karbonaten entstehen Brüche entlang von fossilen Einschlüssen; außerdem geht etwas Kalzit in Lösung. Bei Rhyolithuffbrekzie wird Feldspat herausgelöst (war zuvor schon angewittert und in Kaolin umgewandelt) und bei Gneis wittert der Glimmer ab.

*Anfangs zeigen die Probekörper aus Travertin eine hohe Massezunahme, da die Sulfatlösung in das großporige und porenreiche Gesteinsmaterial eindringt und das auskristallisierte Sulfat Platz in den großen Poren des Gesteins hat. Erst wenn die Poren gefüllt sind, kann sich ein Kristallisationsdruck aufbauen und zur Zerstörung führen. Travertin wird hauptsächlich als Werkstein und weniger als Zuschlag für Beton verwendet.

Tabelle 3-3: Optische Beurteilung – Schadensmechanismen und Schadensbilder beim Kristallisations- und Frostversuch

	Frostversuch		Kristallisationsversuch mit Na ₂ SO ₄ -Lösung	
	Material	Beschreibung	Material	Beschreibung
Absanden kontinuierlicher Verlust kleinerer Teilchen	Kl	geringer Masseverlust	Ro	unförmige, abgerundete Probekörper
	Mu	Krümel heraus	Tb	kleine Teile abgefallen
	Bs	Risse, Körner heraus	Tv	kugelförmige Reststücke, unebene Oberflächen
	Rybz	Feldspäte herausgelöst	S	abgerundete Quader, raue Oberflächen
	Ts	winzige Stücke heraus	Bs	abgerundete Quader, kugelförmige Reststücke, raue Oberflächen
	Sowie: Oo, Wk, Tv, Ky, Kg, Keu		Gr	unebene Oberfläche, z.T. abgerundet, kleine Krümel abgefallen, geringer Masseverlust
			Ry	unförmige Reststücke, unebene raue Oberfläche, Abbröseln
			Rybz	Abkrümeln
			Do, Dia, Dbz	wenige Krümel heraus, winzige Kristalle heraus, geringer Masseverlust
			Bas	kontinuierlich winzige Stücke abgefallen
			Pk	winzige Stücke abgefallen
			Ts	minimaler Masseverlust
			Sowie: K, Wk, Oo, Sc, Tc, Mu, Gw, Ky, Kg, Keu, BPh	
Abblättern Schichtenweises Ablösen	Wk		Oc	Stücke abgefallen
	Tb	Seitenfläche abgefallen	K	Ecken / Kanten abgefallen, unförmige, scharfkantige Reststücke, Platten abgefallen parallel zur Schichtung
	Bs	Seitenfläche abgefallen, tonig-siltige Intraklasten	Wk	Ecken / Kanten abgefallen, schichtenparallele Risse
			Tb	unförmige Probekörper, unebene Oberflächen
	Rybz	Ecken und Kanten abgefallen	Sc	Reststücke: a) keilförmig, spitz, scharfkantig; b) kugel- und quaderähnlich abgerundet, unebene Oberflächen, zerfurcht, ausgehöhlt, Absplitterungen nach Rissbildung:
	Sowie: Wk, Kg, Gr, Dia		Mu	lagig abgeplatzte Stücke nach Rissbildung
			Tv	Ecken / Kanten abgefallen
			Gw	nach Rissbildung Abblätterung
			Ky	kugelförmiges Reststück
			Bs	verkleinerte, abgerundete, quader- und kugelförmige Reststücke, auch unförmige abgerundete Reststücke; Risse schichtenparallel, Abblätterungen, Tongallen herausgelöst, Tonflatschen aufgelöst, Außenfläche abgefallen, Risse längs der Schichtung
			Keu	Reststücke: kugel-, zylinder-, quaderförmig abgerundet, unebene Oberflächen, große Platten ab
			Gr	entlang Kluft Stück abgefallen, Ecke abgefallen
			Ry	deformierte Quader, abgerundet, raue Oberflächen, schichtungsparallele Abspaltung, Ecken / Kanten ab
			Rybz	un- bis kugelförmige Probekörper, unebene raue Oberflächen, abgerundet bis scharfkantig, Ecken / Kanten abgefallen
			BPh	abgerundete Reststücke, Ecken / Kanten abgefallen
			Dia	Schicht entlang Kluftfläche abgespalten
			Dbz	Ecken und Seitenfläche abgefallen

Fortsetzung Tabelle 3-3

	Frostversuch		Kristallisationsversuch mit Na ₂ SO ₄ -Lösung	
	Material	Beschreibung	Material	Beschreibung
Fortsetzung Abblättern			Gs	Seitenflächen abgefallen
			Ts	Ecken / Kanten abgefallen, Riss quer zu Schichtung
			Sowie: Ro, Oo, Tc, Kg, S, Do	
Bruchstücke mehrere große Teile	K	an schichtparallelem Riss zweigeteilt	Oc	große Stücke abgefallen nach Rissbildung parallel zu Oberfläche
	Kg	winzige Stücke herausgelöst	K	große Stücke abgefallen, Reststücke: quaderförmige halbe Probekörper, z.T. scharfkantig, keil-, granaten- sowie unförmige Reststücke
	Dia	Stück entlang Kluftfläche abgebrochen	Wk	unregelmäßige Reststücke, z.T. scharfkantig
	Sowie: Wk, Tb, Bs, Keu		Tb	unförmige Reststücke
			Tc	granatenförmige Reststücke, zerfurchte, ausgebuchtete Oberfläche
			Mu	in Teile zerfallen, Quader und Prismen, z.T. scharfkantig, auch unförmig, z.T. abgerundete, granaten- oder keilförmig, unebene raue Oberfläche, Abbröckeln
			Tv	abgerundete, unförmige Reststücke, unebene Oberfläche, krümeliger Zerfall
			Keu	in viele Bruchstücke zerfallen
			Gr	unförmige scharfkantige Reststücke, Risse an ausgelaugten Glimmermineralien
			Do	unförmige Bruchstücke, abgerundet, unebene raue Oberfläche, Riss quer durch Probekörper entlang Kluft
			Ts	in Teile zerfallen
			Sowie: Ro, Oo, Sc, Ky, Kg, S, Bs, Rybz	
Korngefüge gelockert	Keu	völlig zu Sand zerfallen	Oc, Oo, Tb, Sc, Tc, Tv, Gw, Ky, Kg, S, Bs, Keu, Rybz, BPh, Do, Gs, Ts	z.T. bis zum völligen Zerfall
Ausblühungen und Überzüge			Tv, Bs, Ry, Dia, Bas,	
kein Schaden	Oc, K, Ro, Oo, Tb, Sc, Tc, Mu, Tv, Gw, Ky, S, Bs, Keu, Gr, Ry, Rybz, BPh, Do, Dia, Dbz, Bas, Pk, Gs		Tv, Gr, Dbz, Bas, Pk	z.T. einzelne Probekörper unbeschädigt
Besonderheiten	Bs.....	Masseabnahme, aber kein Schaden sichtbar	Sc, Mu..... Oo, Tb, Sc, Mu, Tv... Gw..... Do, Dia, Bas, Ts..... Rybz..... Gs.....	Brüche entlang fossiler Einschlüsse Kalzit geht in Lösung starke Massezunahme (anfangs) kaum Massezunahme Feldspat herausgelöst Glimmer wittert ab, Standflächen entfestigt

Charakteristik der Reststücke

Die Reststücke der Probekörper wiesen unterschiedliche Formen auf:

- kugelig (Abbildung 3-1a), entstanden durch Absanden und Abblättern,
- abgerundete Quader bzw. Würfel (Abbildung 3-1a), entstanden durch Absanden und Abblättern,
- granaten- bis eiförmig abgerundet (Abbildung 3-1b), entstanden durch Absanden, Abblättern und Absplittern von Teilen,
- scharfkantig, spitz und keilförmig nach Bruchbildung (Abbildung 3-1c),
- undefinierte Formen (Abbildung 3-1d), d.h. abgerundet oder scharfkantig nach Abblättern und Bruchbildung.



a) Buntsandstein



b) Kyffhäusersandstein



c) Muschelkalk



d) Terebratelkalk

Abbildung 3-1: Probekörper nach Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung: a) kugelige Reststücke, abgerundete Quader, Bruchstücke, weiße Sulfatausblühungen; b) äußere Schichten blättern ab, Rissbildung; c) zwei fast unbeschadete Proben; 3 Proben in Bruchstücke zersprengt, z.T. vom Zentrum der Proben ausgehende Rissbildung als Vorstufe zum Bruch; d) undefinierte Reststückformen mit scharfkantig-spitzen und abgerundeten Bereichen

Die Oberflächen der Probekörper sind durch die Abwitterungen meist rau und uneben, z.T. ausgebuchtet, nach dem Herauslösen von Tongallen o.ä. ausgehöhlt. Selbst Magmatite zeigen nach dem Kristallisationsversuch oft eine raue Oberfläche.

3.5 Auswertung

Durch ihre individuellen Entstehungsgeschichten, ihr geologisches Alter und entsprechende Verwitterungszustände weisen Natursteine unterschiedliche Materialeigenschaften auf. Aber nicht nur zwischen verschiedenen Lagerstätten, auch innerhalb einer Lagerstätte können erhebliche Abweichungen in den Eigenschaften auftreten. Die durch die jeweilige Genese bedingten Unterschiede in der Dichte, Porosität und Porengrößenverteilung führen zu unterschiedlichen Wasseraufnahmen, welche wiederum das Eindringen von Taumitteln und das Verhalten beim Frostangriff beeinflussen.

Korrelation der Ergebnisse aus dem Frostversuch und dem Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung mit den Wasseraufnahmegraden und Sättigungswerten der Gesteine

Im allgemeinen ist festzustellen, dass geringe Wasseraufnahmegrade zu guten Ergebnissen im Frost- und Kristallisationsversuch führten, wie es z.B. der Fall war beim Ockerkalk, Kalkstein, Diabas, Basalt, Pikrit und beim Tonschiefer.

Ebenso gilt, dass hohe Wasseraufnahmegrade und hohe Sättigungswerte nicht allzu gute Widerstände gegen Frost- und / oder Taumittelangriff nach sich ziehen können (Oolithkalk, einige Terebratel- und Schaumkalke, Kyffhäusersandstein, Konglomerat, einige Buntsandsteine sowie Keupersandsteine, ein Rhyolithtuff bzw. eine Rhyolithtuffbrekzie).

Diese Theorie ist allerdings nicht auf alle Materialien anzuwenden. Die Terebratalkalke z.B. zeigten zum Teil trotz niedriger Sättigungswerte beim Frostversuch und auch beim Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung höhere Abwitterungen. Gleiches gilt für einen Travertin bzw. 2 Buntsandsteine. Bei Letzteren können quellfähige Tonlagen Einfluss gehabt haben.

Auffällig wird vor allem, dass viele Materialien einen hohen Wasseraufnahmegrad und einen hohen Sättigungswert besitzen, aber sowohl den Frostversuch als auch den Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung bestanden haben. Dies würde bedeuten, dass diese Gesteine von vornherein als „unbeständig gegenüber Frostangriff“ aussortiert würden und somit ungerechtfertigterweise für einige Einsatzgebiete keine Marktchancen hätten, wenn man Wasseraufnahmegrade und Sättigungswerte als alleiniges Beurteilungskriterium heranzieht.

Korrelation der Ergebnisse aus dem Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung und dem Frostversuch

Stellt man die Ergebnisse der Kristallisationsversuche mit Na_2SO_4 -Lösung und der Frostversuche gegenüber (Tabelle 3-1), so wird eine Übereinstimmung deutlich. Materialien, welche die Kristallisationsversuche bestehen (**keine** Probe, d.h. kein einziger Probekörper versagte zu 100 %, alle Abwitterungen ≤ 18 % bei 10 Wechseln), erfüllten auch die Kriterien des Frostversuches (**keine** Probe, d.h. kein einziger Probekörper versagt zu 100 %, alle Probekörper zeigen Abwitterung nach 25 FTW bzw. 50 FTW von ≤ 1 %).

Die Ausnahme unter den 76 Proben, welche den Frost- und den Kristallisationsuntersuchungen mit Na_2SO_4 -Lösung unterzogen wurden, ist ein einziger Buntsandstein. Dieser bestand zwar den Kristallisationsversuch mit < 3 % Abwitterung, aber im Frostversuch traten nach 25 bzw. 50 Wechseln maximale Abwitterungen bis 25 % auf. Das Versagen kann

möglicherweise auf Proben mit Tonhorizonten zurückzuführen sein. Im Falle des Aufbrechens des Gesteins in kleinere Zuschlagfraktionen würden die Brüche an den Tonhorizonten auftreten, wodurch eine Schwachstelle im Gesteinsinneren beseitigt wäre.

Einschränkungen sind beim Wellenkalk, einem Travertin, dem Konglomerat und einem weiteren Buntsandstein festzustellen. Hier wurde ebenfalls der Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung mit $< 18 \%$ Abwitterung nach 10 Wechseln bestanden, allerdings zeigten einige Probekörper dieser Materialien im Frostversuch maximale Abwitterungen bis zu 4% . Entsprechend der Auswertung nach DIN 4226-1 ergaben sich jedoch aus den hohen Einzelwerten nur beim Travertin und beim Konglomerat Mittelwerte (aus 5 Proben) $> 1 \%$, womit diese Materialien nur in niedrigere Qualitätskategorien nach besagter DIN eingestuft werden können (Tabelle A1). Beim Wellenkalk, der ein Mergelkalk ist, könnten ebenfalls die tonigen Beimengungen zum Versagen beim Frostversuch geführt haben.

Umgekehrt ist allerdings ein Versagen im Kristallisationsversuch nach DIN 52111-A mit Na_2SO_4 -Lösung nicht gleichzusetzen mit einem geringen Frost-Tau-Widerstand nach DIN 52104-A (Tabelle A1).

Es ist jedoch hervorzuheben, dass fast 30% der im Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung geprüften Materialien den Test nicht bestanden haben (23 von 78 Gesteinen versagten mit Abwitterungen $> 18 \%$ nach 10 Wechseln).

Ein Travertin und 6 Magmatite haben sogar mit allen Einzelwerten nach 50 Wechseln sowohl im Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung als auch im Frostversuch bestanden. Bei einigen Gesteinen wurden die Versuche auf 200 und mehr Wechsel ausgedehnt, ohne dass nennenswerte Schäden auftraten.

23 Materialien (8 Karbonate, 2 Sandsteine, 13 Magmatite) haben den Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung nach 50 Wechseln mit $< 90 \%$ und nach 10 Wechseln mit $< 18 \%$ Abwitterung bestanden sowie den Frostversuch nach 50 FTW mit $< 1 \%$.

Die Mehrheit der 82 geprüften Gesteine wies einen hohen Widerstand gegenüber Frostangriff nach DIN 52104-A auf. Abwitterungen $> 1 \%$ (im Mittelwert) traten nach 25 FTW nur bei 2 Materialien und nach 50 FTW nur bei 7 Gesteinen auf und lediglich ein Gestein versagte vollständig – allerdings erst nach 100 bzw. 125 FTW.

Mögliche Auswirkungen der Abwitterungsformen auf das Verhalten der Gesteine als Zuschlag im Beton

Beim Einsatz entsprechender Gesteine als Zuschlag im Beton sind die Abwitterungsformen Abblättern und Bildung von Bruchstücken (obige Abbildung 3-1) besonders problematisch, da sich infolge der Kräfte Risse in den Zuschlägen bilden, welche sich ebenfalls weiter in die Betonmatrix fortsetzen können und den Beton so schwächen und zerstören können. Brüche und Risse in Zuschlägen und Betonmatrix führen zu Dehnungen des Betons, die ab einem bestimmten Maß in einem Schadensfall enden können.

Ein Absanden im Beton kann im Grunde genommen infolge der Fixierung der Zuschlagoberfläche durch die Zementsteinmatrix nicht auftreten. Allerdings ist es in Abhängigkeit der Matrixqualität vorstellbar, dass Schwachstellen im Bereich der weniger stabil gebundenen Subkörner an den Zuschlagoberflächen entstehen, die dazu führen, dass

Feuchtigkeit und Taumittellösung besser in das Zuschlaginnere eindringen können und den weiteren Zerstörungsprozess forcieren.

Aus den Untersuchungen geht hervor, dass keine der aufgeführten Bewertungsmöglichkeiten für Gesteine alleinig geeignet ist, um ein Material umfassend zu beurteilen. Vor allem sollte nicht allein nach Wasseraufnahmegraden und Sättigungswerten beurteilt werden. Trotz gefundener Korrelationen zwischen Kristallisationsversuch mit Na_2SO_4 -Lösung und Frostversuch bleiben Lücken offen.

Ob die gefundenen Erkenntnisse auch auf Gesteinskörnungen und somit dem Zuschlag für Beton übertragen werden können, ist im Weiteren zu klären.

4 Übertragbarkeit der Ergebnisse von Kristallisations-, Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Tests an Gesteinsproben auf die Dauerhaftigkeit von daraus hergestelltem Beton

4.1 Grundgedanke

Um einerseits einen Vergleich der verschiedenen Prüfverfahren an Natursteinproben und Gesteinskörnungen durchzuführen und um andererseits die Übertragbarkeit dieser Ergebnisse auf das Verhalten der Gesteinskörnungen im daraus hergestellten Beton zu untersuchen, wurden - ausgehend von den umfangreichen Analysen in Kapitel 3 - 14 Gesteinsmaterialien aus Thüringen ausgewählt. Es ist zu vermerken, dass es in erster Linie darauf ankam, unterschiedliche Materialien in unterschiedlichen Qualitäten für die Bewertung der Prüfverfahren heranzuziehen. Es ging nicht darum, die Eignung der Steinbrüche als Lieferquelle für Betonzuschlag zu beurteilen

4.2 Materialien

4.2.1 Übersicht

Da in dieser Arbeit eine besondere Aufmerksamkeit auf der Untersuchung von Kalksteinzuschlägen liegt, kamen - bis auf zwei Granite und einen Rhyolithtuff - 11 verschiedene Kalksteine zum Einsatz (Tabelle 4-1)

Tabelle 4-1: Übersicht über die verwendeten Materialien

Bezeichnung der Proben	Gesteinsart	Messtischblattnummer- Steinbruchnummer (aus Thüringer Natursteinkataster /8/)	Geographische Lage	Qualität nach Kapitel 3
K1	devonischer Kalkstein, Knotenkalk	5334-01 (do)	Südostthüringen	gut
K3	devonischer Kalkstein	5337-02 (do)	Südostthüringen	gut
Tb3	Terebratelkalk	4727-02 (mu)	Mittelthüringen	schlecht
Tb4	Terebratelkalk	5035-02 (mu)	Westthüringen	unklar
Sc1	Schaumkalk	4727-02 (mu)	Westthüringen	unklar
Sc3	Schaumkalk	4727-04 (mu)	Westthüringen	gut
Sc4	Schaumkalk	4733-12 (mu)	Nordthüringen	unklar/schlecht
Mk2	Muschelkalk	4727-05 (mu)	Westthüringen	gut
Tv2	Travertin	4732-05 (q)	Nordthüringen	unklar
Tv4	Travertin	4829-01 (q)	Westthüringen	gut
Tv5	Travertin	4930-01 (q)	Mittelthüringen	gut
Gr2	Granit (grobkristallin)	5228-01 (du)	Südwestthüringen	schlecht
Gr3	Granit (feinkristallin)	5228-01 (du)	Südwestthüringen	gut
Ry2	Rhyolithtuff	5229-02 (ru)	Südwestthüringen	schlecht

Um die Wirkungsweise der Prüfverfahren, deren Praxisnähe sowie Prüfschärfe beurteilen zu können, wurden von den entsprechenden Kalksteinarten (devonischer Kalkstein, Terebratelkalk, Schaumkalk, Travertin) jeweils Materialien aus mindestens 2 verschiedenen Steinbrüchen gewählt, deren Materialproben besonders gute bzw. besonders schlechte Ergebnisse in den Untersuchungen an Gesteinsstücken in Kapitel 3 aufwiesen. Auch erfolgte die Auswahl z.T. für Materialien, die anhand der Ergebnisse an Gesteinswürfeln sehr widersprüchliche Qualitäten in Kapitel 3 (Tabelle 3-1) aufwiesen. Zusätzlich wurde ein Muschelkalk in die Untersuchungen einbezogen. Die Granite stammen zwar aus ein und dem selben Steinbruch, weisen aber unterschiedliche Strukturen, Verwitterungsstufen und Qualitäten auf.

4.2.2 Proben und Aufbereitung

Die Gewinnung der ausgewählten Materialien aus den entsprechenden Steinbrüchen erfolgte im Jahr 2001. Bis auf ein Material (K3), das bereits gebrochen in der Fraktion 16/22 vom Steinbruchbetreiber bereitgestellt wurde, konnten die Natursteinproben in Form von größeren und kleineren Bruchstücken (Handstücke bzw. Blöcke bis 50 kg) direkt aus dem Steinbruch bzw. deren Lagerplätzen mit bereits abgetragenem Material entnommen werden.

Die Untersuchungen unterteilen sich in Versuche an Gesteinsstücken (Probenabmessungen 40 mm x 40 mm x 40 mm bzw. Handstücke entsprechender Größe), an Gesteinskörnungen (Fraktionen 8/16 bzw. 16/22) und am Beton unter Verwendung von Gesteinskörnungen der Fraktion 16/22.

Die Würfelproben für die Untersuchungen am Gesteinsstück wurden durch Sägen hergestellt. Die Gesteinsblöcke sind mittels Backenbrecher gebrochen (z.T. mittels Schlagbohrhammer bzw. Säge vorzerteilt) und für die Untersuchungen an Gesteinskörnungen und Beton mittels Siebung in die Fraktionen 8/16 und 16/22 gebracht worden.

4.2.3 Petrographie und XRD

Die Ergebnisse der petrographischen Analyse der Gesteine, gewonnen anhand der Gesteinskörnungen, sind in Tabelle 4-2 aufgeführt.

Tabelle 4-2: Petrographische Analyse an Gesteinskörnungen

Material	Variation	Farbe	Kristallinität	Gefüge	Merkmale
K1	1	grau	feinkristallin	dicht	z.T. Schichtungsstrukturen erkennbar
	2	dunkelgrau	feinkristallin	dicht	z.T. Schichtungsstrukturen erkennbar
	3	hellgrau-dunkelgrau z.T. weinrote Bereiche	fein- bis grobkristallin, z.T. Kristallglanz	dicht	Knotenalk
	4	grau- bis grüngrau weinrot-rotbraun	feinkristallin	dicht	z.T. Fettglanz
	5	weinrot	feinkristallin	dicht	z.T. mit Ader durchzogen (kristalliner Quarz oder Feldspat)
K3	1	grau-grün, z.T. dunkelgrau, weiße, rosa, farblose Einsprenglinge	feinkristalline Matrix, grobkristalline Einsprenglinge	dicht	vereinzelt tonsteinartige, tonige Bereiche, grobkristalline Einsprenglinge in grau-grüner Matrix
Tb3	1	grau	feinkristallin	dicht	vereinzelt Kristallglanz an gröberen Körnern
	2	beige-grau gelb-braun	feinkristallin, grobkristallin (an Poren)	z.T. dicht bzw. porös	Schaumkalkbereiche, stark poröse Bereiche Reste von Muschelschalen mit Grobporen (> 3 mm) und Calcitkristallen
	3	gelb- bis orange-braun	kristallin, z.T. grobkristallin	porös	z.T. sehr poröse Bereiche, schaumartige Porenstruktur, Muschelschalenabdrücke mit feinen Calcitkristallen, Grobporen
Tb4	1	gelb-braun, gelb-ocker Porenwandungen	kristallin (fein bis grob)	porös	
	2	grau; rostbraun (Porenwandungen)	kristallin	porös	längliche Poren von Muschelschalen (μm - mm)
Sc1	1	beige-grau, z.T. rostbraun (Einschlüsse)	kristallin	dicht	einzelne große Körner mit Kristallglanz
	2	hellgrau	kristallin	feinporig	
	3	grau und rostbraun	kristallin	z.T. dicht, z.T. porös	Poren 3 - 5 mm, Poren durch Muschelschalen mit rostbraunen Wandungen, auch sehr kleine runde Poren < 1mm, schaumporig
	4	rostbraun	kristallin	porös z.T. dicht	Grobporen durch Muschelschalen (3 - 5 mm) in schaumporiger Matrix mit Poren < 1 mm dichte Bereiche zwischen den Poren
Sc3	1	dunkelgrau	kristallin bis feinkristallin	dicht	einzelne größere Kristallkörner mit Kristallglanz; weiße Adern und Bereiche (Calcit?), vereinzelt Grobporen (1 - 5 mm) durch fossile Einschlüsse
	2	hellgrau	feinkristallin	dicht	hellere Adern und Bereiche, einzelne Grobporen (1 - 5 mm) durch fossile Einschlüsse
Sc4	1	beige-grau	feinkristallin z.T. grobkristalline Einschlüsse	dicht	z.T. Grobporen (länglich, mm-Bereich) in Verbindung mit grobkristallinen Einschlüssen, Muschelschalenabdruck
	2	hellgrau und dunkelgrau z.T. braun	z.T. sehr feinkristallin, z.T. grobkristallin	dichte Matrix Grobporen	z.T. Kristallglanz, einzelne Poren im mm-Bereich Muschelschalenabdrücke, z.T. Fettglanz
	3	gelb braun	kristallin	poröse und dichte Bereiche	Poren < 1 mm, stark poröses Gefüge schaumporig

Fortsetzung Tabelle 4-2

Mate- rial	Vari- ation	Farbe	Kristallinität	Gefüge	Merkmale
Mk2	1	beige-grau	feinkristallin	dicht	homogen
	2	grau	feinkristallin	dicht	z.T. brüchig, rissdurchzogen (wie trockene Knetmasse)
	3	grau hellbeige	kristallin	dicht	einzelne Poren z.T. brüchig, rissdurchzogen (wie trockene Knetmasse) sehr feine dünne Schichten teilen Korn
	4	gelb-grau	feinkörnig	porös	kleine runde Poren << 1 mm z.T. brüchig, rissdurchzogen (wie trockene Knetmasse)
Tv2	1	hellbraun	feinkörnig	dicht	z.T. kleine runde Poren < 1 mm z.T. im mm-Bereich
	2	hellbraun z.T. dunkelbraun	kristallin - grobkörnig	grobporig, dichte Matrix	Porenwandungen dunkelbraun fossile Einschlüsse
	3	hellbeige	feinkörnig	dicht, porös	Grobporen im mm-Bereich, weiße Porenwandungen
Tv4	1	dunkelgrau-braun	feinkristallin	dicht	einzelne Poren < 1 mm, rund einzelne Grobporen im mm-Bereich von fossilen Einschlüssen
	2	braun-beige	feinkristalline Matrix	sehr porös	braune Porenwandungen bei Grobporen im mm-cm-Bereich
	3	hellbeige	feinkristallin	grobporig	weiße Porenwandungen bei Grobporen im mm-cm-Bereich
	4	hellbeige	feinkörnig	feinporig	Poren < 1 mm, schaumkalkartig, einzelne Poren im mm-Bereich
Tv5	1	graubraun	feinkristallin	überwiegend dicht	vereinzelte Grobporen (mm-cm-Bereich) fossilen Ursprungs in dichter Grundmasse einzelne kleine runde Poren < 1 mm Porenwandungen z.T. dunkelbraun oder hellbraun
	2	hellbeige	feinkristallin	dichte Matrix	vereinzelte Grobporen (mm-cm-Bereich) fossilen Ursprungs in dichter Grundmasse einzelne kleine runde Poren < 1 mm Porenwandungen z.T. hellbraun
Gr2 grob	1	matt weinrot und schwarz, rosa und weiße Kristalle	grobkristallin	dicht	Feldspatkörner im mm-Bereich, einzelne Quarzkörner Biotit im mm-Bereich
Gr3 fein	1	weinrot	kristallin bis grobkristallin	dicht	Feldspat-Matrix mit Quarzkörnchen (1-mm-Bereich), einzelne große weiße Feldspatkristalle (mehrere mm) etwas feinkörniger Glimmer ungleichmäßig verteilt (Biotit)
Ry2	1	weinrot, graugüne Einschlüsse	feinkörnig	dichte Matrix	homogen
	2	weinrot, graugüne Einschlüsse	feinkörnig	dicht	z.T. Schichtstrukturen erkennbar z.T. mit feinen Rissen

Neben der optischen Untersuchung wurden von den Materialien röntgendiffraktometrische Analysen erstellt. Für die Ermittlung der röntgendiffraktometrischen Zusammensetzung der Natursteinmaterialien kam das Röntgendiffraktometer Siemens D5000 zum Einsatz. Nach der Entnahme repräsentativer Materialproben von den Gesteinskörnungen und dem Verjüngen nach Vorschrift DIN 52101 /218/, erfolgte das Aufmahlen auf eine Korngröße < 63 µm.

Die Ergebnisse der halbquantitativen Analyse sind in Tabelle 4-3 ersichtlich.

Tabelle 4-3: XRD-Ergebnisse, halbquantitative Analyse

Material	Calcit	Quarz	Dolomit	Clinochlor	Glimmer	Feldspäte Albit/Orthoklas	Spuren
K1	***	***		**	*		Feldspat
K3	***	***		*			
Tb3	***						Feldspat, Quarz
Tb4	***						Feldspat, Quarz
Sc1	***						Feldspat
Sc3	***						Feldspat, Quarz
Sc4	***						Feldspat, Quarz
Mk2	**	*	***				
Tv2	***						Feldspat, Quarz
Tv4	***						
Tv5	***						Feldspat, Quarz
Gr2		**				***/**	Glimmer
Gr3		****			**	**/**	
Ry2		****				**/*	Glimmer

**** > 300 cps, *** 200 - 300 cps, ** 100 - 200 cps, * 40 - 100 cps, Spuren < 40 cps; cps: counts per seconds,¹²

Bis auf den Muschelkalk Mk2, der als ein calcitischer Dolomit mit einem geringen SiO₂-Anteil analysiert wurde, bestanden alle untersuchten Kalksteine primär aus Calcit. Die Kalksteine K1 und K3 konnten als sehr SiO₂-reich identifiziert werden mit einem deutlichen Anteil an Tonmineralien (Clinochlor) sowie einem geringen Anteil an Glimmer bzw. Spuren von Feldspat bei K1. Feldspat in Spuren konnte ebenfalls beim Schaumkalk Sc1 nachgewiesen werden sowie gemeinsam mit Spuren von Quarz bei den Terebratalkalken (Tb3, Tb4), zwei Schaumkalken (Sc3, Sc4) und zwei Travertinen (Tv1, Tv5). Die Granite und der Rhyolithuff unterscheiden sich jeweils in den Gehalten an Quarz, Feldspat und Glimmer.

4.2.4 Ermittlung des Tonmineraliengehaltes

Kalksteinmaterialien enthalten entsprechend ihren Entstehungsbedingungen nicht nur Calcit, sondern auch Quarz und andere Bestandteile. Problematisch können sich diese Bestandteile - auch wenn nur in kleineren Mengen im Zuschlag vorhanden - auswirken, wenn es sich um Tonmineralien handelt. Bei Wassereinwirkung neigen quellfähige Tonmineralien zur Volumenvergrößerung und bewirken somit eine Gefügeveränderung /160/. Bei Sandsteinen, denen man eine Frost-Gefährdung zuschrieb, konnten verstärkt tonige Bindemittel registriert werden /26/. In Kalksteinen können Tonmineralien in unterschiedlich starkem Maße vorhanden sein. Ein erhöhter toniger Anteil liegt im Allgemeinen bei Mergelkalken /5/ vor. Die Kenntnis über den Gehalt von Tonmineralien in den zu untersuchenden Zuschlägen kann zu Qualitätsvergleichen der Gesteinsmaterialien untereinander dienen sowie bei der Ursachenfindung für schlechtere Dauerhaftigkeitseigenschaften Anhaltspunkte liefern.

Ermittelt wurden die Tonmineraliengehalte nach dem sogenannten „Blautest mit Methylenblau“ in Anpassung an die französische Norm N.F. P 18/592 (/219/, s. Anhang 1;

¹² Die Angaben mittels „*“ bei allen halbquantitativen Analysen in dieser Arbeit haben den Wert eines relativen Vergleiches. Die angegebenen cps entsprechen der absoluten Röhrenleistung während des Messzeitraumes.

jetzt DIN EN 933-9 /220/). Eine Durchschnittsprobe der jeweiligen Zuschläge, außer Granit und Rhyolithuff, in der Fraktion 16/22 kam zum Einsatz.

Wie in Tabelle 4-8 ersichtlich, liegen die Tonmineraliengehalte der Kalksteine unter dem Wert von 1,2 ml Methylenblaulösung/100 g Probe. D.h. der Einfluss von quellfähigen Tonmineralien auf die Frost-Untersuchungsergebnisse ist zu vernachlässigen. Der Methylenblauwert des Terebratelkalkes Tb3 und des Kalksteines K1 liegt über 0,13 ml MBL/100 g Probe, wobei bei Letzterem mittels XRD auch Clinochlor analysiert wurde. Die anderen Gesteine wiesen VB-Werte unter 0,10 ml Methylenblaulösung/100 g Probe auf. Infolge vorschriftsmäßiger Aufbereitung ist ein Einfluss durch unterschiedliche Mahlfineinheiten auszuschließen.

4.3 Untersuchungen am Gesteinsstück

4.3.1 Dichten, Porosität, Wasseraufnahmegrad, Sättigungswert

Die Prüfungen erfolgten jeweils an 5 würfelförmigen Proben mit einer Kantenlänge von 40 mm. Die Rohdichten der Gesteinsproben wurden in Abhängigkeit der Form der Probekörper (Handstücke oder Würfel) nach DIN 52102 und die Reindichten anhand aufgemahlener Durchschnittsproben nach DIN 52102 mittels Heliumpyknometer bestimmt. Über Roh- und Reindichten können die Gesamtporositäten der Gesteinsproben berechnet werden. Die DIN 52103 war Grundlage für die Bestimmung der Wasseraufnahme und der Sättigungswerte der Probekörper. Wasseraufnahmegrade $< 0,5 \%$ und Sättigungswerte $< 0,75$ sind als Kriterien für verwitterungsbeständige Gesteine nach DIN 52106 festgelegt.

Die Werte der Rohdichten, Reindichten, Porositäten, Wasseraufnahmegrade und Sättigungswerte dieser Gesteinsproben gibt Tabelle 4-5 wieder. Bei Vergleichen mit Kapitel 3 wird auffällig, dass die Materialien dieser Untersuchungsreihe vereinzelt etwas höhere oder niedrigere Rohdichten aufweisen. Entsprechend gibt es auch Unterschiede hinsichtlich Wasseraufnahmegraden und Sättigungswerten. Durch örtliche, entstehungsgeschichtliche und verwitterungsbedingte Unterschiede sowie durch den Abbau von Schichten unterschiedlichen Alters sind auch innerhalb eines Steinbruches qualitative Unterschiede in den Materialeigenschaften anzutreffen. Da die Gesteine für die Untersuchungen zu unterschiedlichen Zeiten den Steinbrüchen entnommen wurden, kann man auf unterschiedliche Abbaubereiche schließen und somit auf qualitative Abweichungen der Chargen.

In einer Bewertung nach DIN 52103 wies lediglich der devonische Kalkstein K3 einen Wasseraufnahmegrad unter $0,5 \%$ auf. Der Sättigungswert lag bei keinem Gestein unter 0,75. Bei dem Terebratelkalkstein Tb3 betrug der Sättigungswert genau 0,75. Entsprechend den Ergebnissen von Wasseraufnahmegrad und Sättigungswert dürfte nach DIN 52103 nur ein Kalkstein (K3) verwitterungsbeständig sein.

4.3.2 Kristallisationsversuch mit Natriumsulfatlösung nach DIN EN 12370

Der Kristallisationsversuch wurde nach DIN EN 12370 – Prüfverfahren für Naturstein, Bestimmung des Widerstandes gegen Kristallisation von Salzen /221/ – durchgeführt, welche seit Juni 1999 Gültigkeit hat.

Da für die Untersuchungen im Kapitel 3 noch die vorherige Norm Gültigkeit besaß, werden die Unterschiede zum Versuchsablauf der bisherigen Norm DIN 52111, Verfahren A - Prüfung von Natursteinen und Gesteinskörnungen, Kristallisationsversuch mit Natriumsulfat - in Tabelle 4-4 aufgezeigt. Details zum Kristallisationsversuch mit Natriumsulfatlösung nach DIN EN 12370 sind im Anhang 2 ersichtlich.

Tabelle 4-4: Vergleich der wichtigsten Punkte im Versuchsablauf von DIN 52111 und DIN EN 12370

	DIN 52111, Na₂SO₄-Lösung	DIN EN 12370, Na₂SO₄-Lösung
Probekörperabmessung	Würfel mit Kantenlänge (50 ± 2) mm	Würfel mit Kantenlänge (40 ± 1) mm, nass gesägt mit Diamantsäge
Anzahl der Probekörper	5 gleichartige Probekörper	6 repräsentative Messproben
Prüflösung	gesättigte Natriumsulfatlösung (1000 ml vollentsalztes Wasser, 750 g Natriumsulfat-10-Hydrat oder 350 g wasserfrei getrocknetes Natriumsulfat), Herstellungstemperatur: 40°C, Abkühlung auf (23 ± 2)°C	14 %ige Lösung von Natriumsulfat-10-Hydrat (14 g Na ₂ SO ₄ · 10 H ₂ O je 86 g entmineralisiertes Wasser), Prüflösung nur 1x verwenden
Tränkung	Probekörper in Körben in die Lösung eingehängt, Überdeckung: 20 mm	Probekörper in Wannen mit Prüflösung getaucht, Überdeckung (8 ± 2) mm
Zeiten	Tränkung: 1 h bis zur Hälfte dann 16 h bei (23 ± 2)°C Trocknung: ca. 6 h bei (110 ± 5)°C, Abkühlen in Vakuum-Exsikkator	Tränkung: 2 h bei (20 ± 0,5)°C Trocknung: Temperaturerhöhung in min. 10 h – max. 15 h auf (105 ± 5)°C, Gesamtzeit: mind. 16 h, Abkühlung auf Raumtemperatur in (2,0 ± 0,5) h
Anzahl der Wechselbeanspruchung	10 x	15 x (außer, wenn vorher Bruch eintritt)
Einschränkung	nicht für Dachschiefer geeignet; nicht für Materialien geeignet, die eine chemische Veränderung erfahren	nur für Natursteine mit einer offenen Porosität >5 % (EN 1936) geeignet; für Natursteine mit einer geringen Porosität nicht geeignet

Die Ergebnisse des Kristallisationsversuches sind in Tabelle 4-5 aufgeführt und im Diagramm 4-1 ersichtlich.

Da für den Kristallisationstest mit Na₂SO₄-Lösung nach DIN EN 12370 kein Prüfkriterium festgelegt ist, soll auch hier versucht werden, einen akzeptablen Grenzwert zu finden. Anhand der graphischen Darstellung zeichnet sich eine Trennlinie bei 1 % Masseverlust ab. Eine Bestätigung für diesen als Kriterium angenommenen Grenzwert wird sich erst in Betonversuchen finden.

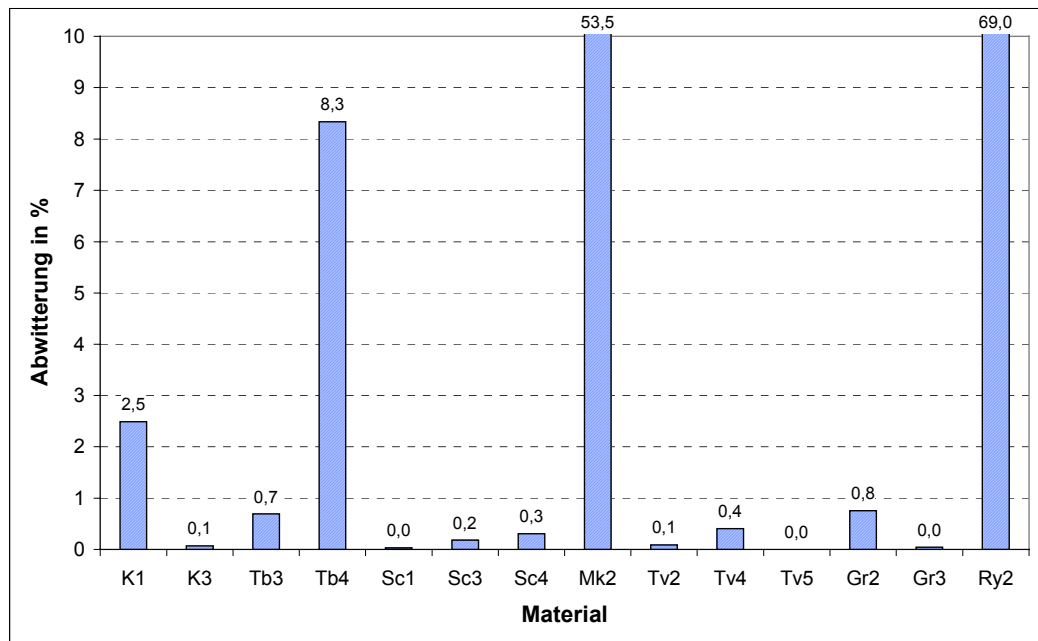


Diagramm 4-1: Ergebnisse des Kristallisationsversuches mit Na_2SO_4 -Lösung nach DIN EN 12370, Gesteinsstücke

Unter den 14 untersuchten Gesteinen wiesen 10 Materialien Abwitterungen $< 1 \%$ auf. Der devonische Kalkstein K1 zeigte Abwitterungen $< 3 \%$ und 3 Materialien (ein Terebratelkalk, der Muschelkalk und der Rhyolithtuff) im Bereich von 8 - 70 %.

Trotz der Verwendung von anderen Prüfkörpern für diese Untersuchungen (im Vergleich zu denen in Kapitel 3), sollen hier die beiden Testversionen nach DIN 52111 und DIN EN 12370 kurz vergleichend betrachtet werden (Diagramm 4-2).

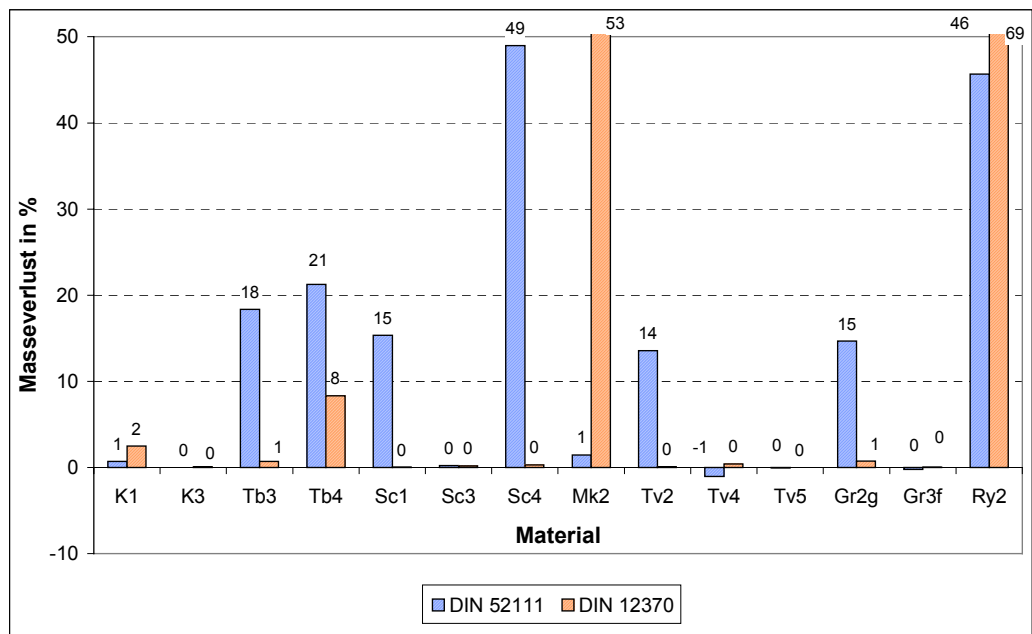


Diagramm 4-2: Vergleich der Ergebnisse des Kristallisationsversuches nach DIN 52111 und DIN EN 12370, Gesteinsstücke

Bei 6 Materialien traten in beiden Tests sehr geringe Abwitterungen $< 2 \%$ und bei 2 Materialien hohe Abwitterungen von 8 - 70 % auf. Für 5 von den restlichen 6 Materialien waren im Versuch nach DIN 52111 mit mindestens 14 % hohe und im Versuch nach DIN EN 12370 mit $< 1 \%$ geringe Masseverluste zu verzeichnen. In einem Fall verhielt es sich entgegengesetzt. D.h., dass im Allgemeinen beide Versuche nicht miteinander korrelierende Ergebnisse hervorbringen und der Versuch nach DIN EN 12370 insgesamt geringere Masseverluste erzeugt.

Eine Bewertung von Gesteinsmaterial für Beton über diesen Kristallisationsversuch mit konzentrierter Natriumsulfatlösung an Gesteinsprobewürfeln ist in dieser Form als ungeeignet zu betrachten. Darauf verweisen die großen Schwankungen von ca. 0 % bis z.T. 100 % (völlig zerfallen) Abwitterung zwischen den einzelnen Proben eines Gesteinsmaterials.

Bei diesen speziell aus dem Gestein gesägten Würfeln kann nicht von Durchschnittsproben ausgegangen werden, die das gesamte Material für den Fall der Verwendung als Zuschlag repräsentieren. Diese gesägten Proben können zum einen die qualitativ hochwertigeren Bereiche des Gesteins darstellen, da aus den minderwertigeren Bereichen keine Würfel zu gewinnen sind oder diese Bereiche anfangs von ungleichmäßig geformten Handstücken abfallen. Zum anderen können in diesen gesägten Würfeln im Inneren minderwertige Bereiche eingeschlossen sein, die in den Versuchen zum Schaden führen, während dieses Material bei der Zuschlaggewinnung als Feinmaterial ausgesiebt und somit aus groben Gesteinskörnungen entfernt wird.

4.3.3 Frostversuch nach DIN 52104, Verfahren A

Die Frostuntersuchungen wurden an 5 Probekörpern von 40 mm x 40 mm x 40 mm nach DIN 52104, Verfahren A mit Frostbeanspruchung wassergetränkter Proben an Luft, durchgeführt. Für diesen Versuch an Gesteinswürfeln ist kein Kriterium festgelegt. Nach DIN 4226-1 sind jedoch für Gesteinskörnungen für Beton bestimmte Frostwiderstände gefordert. Die Grenzwerte liegen je nach Kategorie bei 1 %, 2 % bzw. 4 % Masseverlust nach 10 Frost-Tau-Wechseln. Die ZTV Beton-StB 01 /222/ gibt für Natursteinzuschläge für Straßenbeton mit erhöhtem Widerstand gegen Frost (eFT) als Grenzwert einen maximalen Masseverlust von 1 % vor.

Nach 25 Frost-Tau-Wechseln (FTW) weisen bis auf die Rhyolith-Proben (Ry2) mit 11,8 % alle Materialien mittlere Abwitterungen $< 0,2 \%$ auf (Diagramm 4-3 sowie Tabelle 4-5). Nach 50 FTW liegen die Abwitterungen bei $< 0,3 \%$. Ausnahmen sind die Proben von Ry2, welche einen mittleren Masseverlust von 16,4 % zeigten. Unter den oben aufgeführten Kriterien weisen bis auf den Rhyolithtuff alle Materialien einen erhöhten Widerstand gegen Frost auf. Weiterhin kann man anhand dieser Ergebnisse nicht von einer aussagefähigen Prüfschärfe des Verfahrens sprechen. Die Schwankungen liegen unter der Nachweisgrenze, d.h. die Masseänderungen unter 0,1 % können auch auf unterschiedliche Trocknungszustände zurückzuführen sein und müssen nicht unbedingt mit Materialabwitterungen in Verbindung stehen.

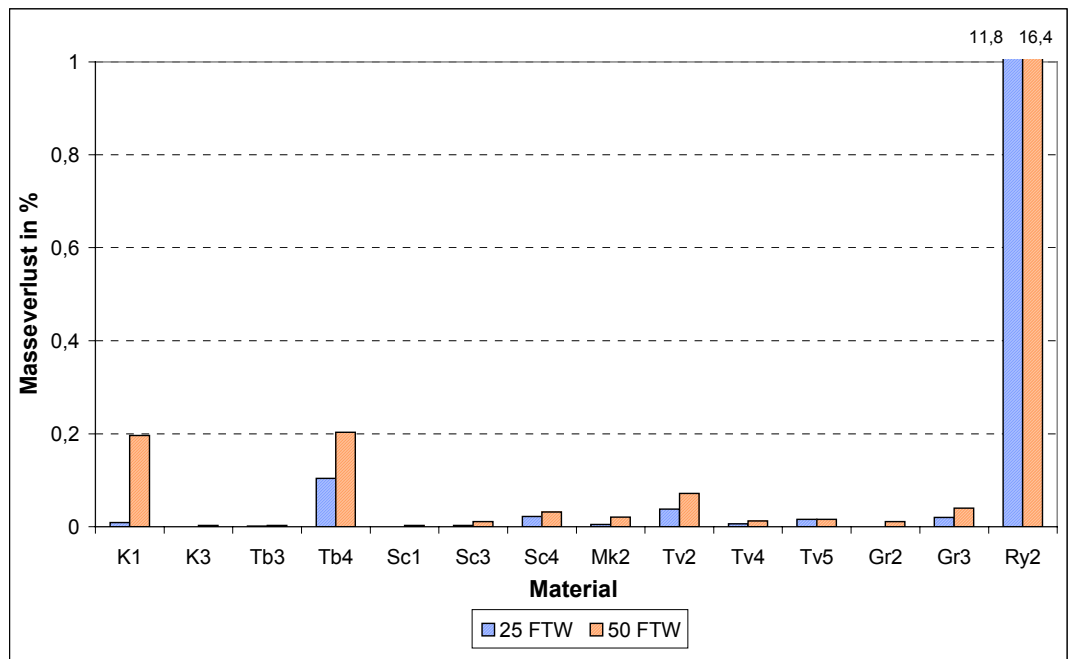


Diagramm 4-3: Ergebnisse des Frostversuches nach DIN 52104, Gesteinsstücke

Bei einem Vergleich mit den Ergebnissen aus Kapitel 3 kann keine 100 %ige Korrelation festgestellt werden, da in Kapitel 3 ein Material (Tb3) bei 50 FTW und in den hier ausgewerteten Untersuchungen der Rhyolithtuff (Ry2) bereits nach 25 FTW versagte. Dies ist den unterschiedlichen Probenahmen und somit unterschiedlichen Probenqualitäten bzw. der - wie bereits oben erklärt - Probenart zuzuschreiben.

Tabelle 4-5: Untersuchungsergebnisse am Gesteinsstück

Material	Rohdichte in g/cm ³	Reindichte in g/cm ³	Porosität in %	W _{m,a} in %	S	DIN EN 12370 Na ₂ SO ₄ 15 Wechsel Δm in %	DIN 52104 Wasser 25 FTW Δm in %	DIN 52104 Wasser 50 FTW Δm in %
K1	2,73	2,81	2,89	0,90	0,99	2,49	0,007	0,196
K3	2,70	2,77	2,67	0,14	1,02	0,07	0,000	0,003
Tb3	2,23	2,71	17,77	3,17	0,75	0,69	0,001	0,003
Tb4	2,28	2,76	17,42	3,47	0,88	8,34	0,104	0,203
Sc1	2,41	2,74	12,05	1,61	0,97	0,04	0,000	0,003
Sc3	2,60	2,77	6,10	0,91	0,95	0,19	0,003	0,011
Sc4	2,42	2,75	12,08	1,96	0,86	0,30	0,022	0,032
Mk2	2,59	2,84	8,84	2,68	1,00	53,49	0,005	0,021
Tv2	2,31	2,75	15,96	3,28	0,78	0,09	0,038	0,072
Tv4	2,33	2,68	12,99	2,87	0,82	0,40	0,006	0,012
Tv5	2,26	2,70	16,19	4,00	0,91	0,00	0,016	0,016
Gr2	2,58	2,65	2,81	1,29	0,98	0,75	0,000	0,011
Gr3	2,54	2,67	4,85	0,72	0,99	0,05	0,020	0,040
Ry2	2,32	2,67	13,02	4,94	1,00	69,01	11,820	16,430

4.4 Untersuchungen an Gesteinskörnungen

4.4.1 Dichten, Porosität und Porengrößenverteilung

Die Rohdichtebestimmung der Gesteinskörnungsproben erfolgte nach DIN 52102 am gewaschenen Zuschlag 16/22. Da es sich z.T. um sehr poröse Gesteine handelte, wurden die Volumina im Pyknometer an wassergesättigten Proben ermittelt. Die Rohdichte ergab sich dann aus dem Quotient aus der Trockenmasse der bis zur Massekonstanz getrockneten Probe und dem Volumen. Die Reindichten wurden an aufgemahlenen Durchschnittsproben (DIN 52101) mittels Heliumpyknometer ermittelt. Über Roh- und Reindichten können die Gesamtporositäten der Zuschläge ermittelt werden. Diese Daten sind in Tabelle 4-8 einzusehen.

Wie allerdings bekannt, sind die Gesamtporositäten allein nicht ausschlaggebend. Die Porengrößenverteilung hat auf die ablaufenden Mechanismen beim Frostangriff einen bedeutenderen Einfluss, insbesondere der Anteil an Poren im Bereich von $0,04 - 0,2 \mu\text{m}$ /24/.

Zur Untersuchung der Porengrößenverteilung dient das Quecksilberhochdruckporosimeter (MIP). Voraussetzung für diese Untersuchung sind jedoch bestimmte Gesamtporositäten der Materialien, um eine entsprechende Messsicherheit zu erhalten. Da jedes Zuschlagmaterial - wie in der petrographischen Analyse ermittelt – aus Körnern unterschiedlicher Varietäten besteht und innerhalb einer Messung nur ca. 5 g verwendet werden können, sind die Messungen auf ausgewählte Varietäten (siehe Tabelle 4-6 und zum Vergleich Tabelle 4-2) beschränkt worden. Zur vorherigen Ermittlung der Rohdichte an jeder MIP-Probe, gewonnen aus der Fraktion 16/22, diente das „GeoPyk 1360“ (Tabelle 4-6).

Im Diagramm 4-4 sind die Ergebnisse der MIP-Untersuchung von denjenigen Materialien ersichtlich, die verstärkt Poren im kritischen Bereich aufweisen.

Bis auf das Material Tb 3 mit Peaks $> 0,02$ bzw. $< 0,03 \text{ ml/g}$ zeigen die untersuchten, makroskopisch erkennbar porösen Kalksteinvarietäten keine Peaks im kritischen Porenbereich zwischen $0,04$ und $0,2 \mu\text{m}$. Allerdings zeigt die Varietät 1 des Rhyolithuffes Ry2 (Ry2-1) verstärkt Poren im kritischen Bereich, ersichtlich durch ein Peak im Bereich $0,01 - 0,07 \mu\text{m}$, dessen Maxima allerdings bei $0,03 \mu\text{m}$ liegt. Es gibt auch Materialien mit Varietäten, deren Poren im Bereich $0,04 - 0,2 \mu\text{m}$ Gehalte $> 0,02 \text{ ml/g}$ aufweisen – jedoch kein Maxima ausbilden. Hierzu zählen beide untersuchten Muschelkalkvarietäten (Mk2-1 und MK2-4) und 1 von 3 Travertinen (Tv4-3). Die Variationen mit etwas höheren Anteilen an kritischen Poren sind in den Gesteinskörnungen zwischen 7 und 28 % vertreten.

Ob diese Varietäten verstärkt Schäden zeigen, soll über die entstehenden Abwitterungen im Frostversuch, im Kristallisationsversuch sowie vor allem in den Betonuntersuchungen (Längenänderung, innere Schädigung, Oberflächenabwitterung und Dünnschliff) überprüft werden. Denn neben dem Vorhandensein von kritischen Poren ist deren Zusammenwirken mit der übrigen Porenstruktur, d.h. auch mit den Grobporen, von Bedeutung. Für Letztere kann die Porenverteilung mittels MIP nicht erfasst werden.

Tabelle 4-6: Beschreibung der MIP-Proben

Material	Reindichte in g/cm ³	Varietäten											
		MIP 1 Eigenschaft	Anteil in Körnung ca. %	Rohdichte in g/cm ³	Porosität in %	MIP 2 Eigenschaft	Anteil in Körnung ca. %	Rohdichte in g/cm ³	Porosität in %	MIP 3 Eigenschaft	Anteil in Körnung ca. %	Rohdichte in g/cm ³	Porosität in %
Tb3	2,71									V3: gelbbraun/schaumporig	21	2,05	24,4
Tb4	2,76	V1: gelb/porös	90	2,14	22,5								
Sc1	2,74	V1: grau/dicht	13	2,66	2,9	V2: grau/feinporig	12	2,20	19,7	V3: braun/schaumporig	28	1,70	37,9
Sc4	2,75									V3: gelbbraun/schaumporig	53	2,00	27,3
Mk2	2,84	V1: grau/dicht/homogen	26	2,47	13,0					V4: gelbgrau, porös	8	2,10	26,0
Tv4	2,68	V1: grau/dicht/grobporig	44	2,43	9,33	V3: hellbeige/grobporig	14	2,12	20,9	V4: hellbeige/feinporig	8	1,83	31,7
Ry2	2,67	V1: weinrot/dicht/homogen	27	2,38	10,9	V2: weinrot/dicht/geschichtet	73	2,46	7,9				

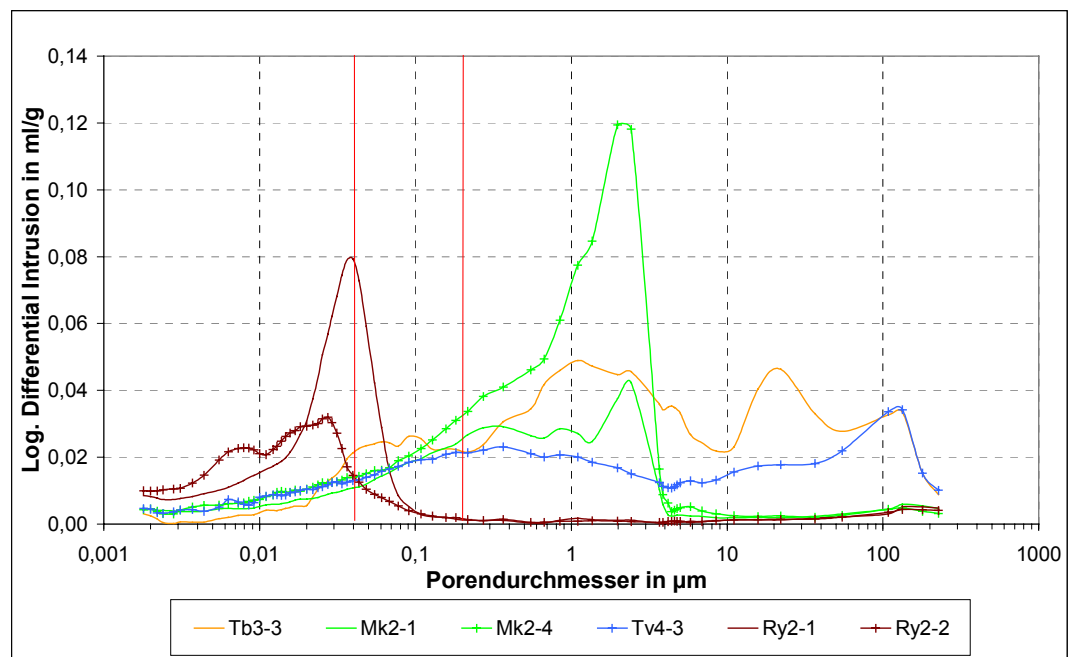


Diagramm 4-4: Porengrößenverteilung ermittelt durch MIP

Wie im Diagramm weiterhin ersichtlich, weisen alle porösen Kalksteinmaterialien vorrangig Poren im Bereich von ca. 1–100 µm (bei einem Messbereich von 0,002–300 µm) auf, also oberhalb des kritischen Porenbereiches, was sich durch entsprechende Peaks verdeutlicht.

4.4.2 Bestimmung der Wasseraufnahme nach DIN 52103

Die Wasseraufnahmen der Gesteinskörnungen wurden nach DIN 52103 (siehe Anhang 1) am gewaschenen Zuschlag der Fraktion 16/22 bestimmt. Entsprechend den Erkenntnissen von /161/ deuten Wasseraufnahmen von $> 2 \%$ auf eine ungenügende Frostbeständigkeit der Zuschläge hin. Nach DIN EN 4226-1, Anhang F, kann die Gesteinskörnung als widerstandsfähig gegenüber Frost-Tau-Angriff angesehen werden, wenn die Wasseraufnahme nach DIN EN 1097-6 1% nicht überschreitet. Es wird jedoch eingeräumt, dass es „viele brauchbare Gesteinskörnungen mit höheren Werten der Wasseraufnahme“ gibt.

In Tabelle 4-8 sind die ermittelten Werte aufgeführt. Die Wasseraufnahmegrade von den beiden devonischen Kalksteinen (K1, K3), 2 Schaumkalken (Sc3, Sc4) und den beiden Graniten (Gr2, Gr3) liegen unter 2% , wobei nur Sc4 eine Wasseraufnahme zwischen 1 und 2% aufweist.

4.4.3 Kristallisationsversuch mit Magnesiumsulfatlösung nach DIN EN 1367-2

Entsprechend der neuen DIN 4226-1 kann das Magnesiumsulfat-Verfahren nach DIN EN 1367-2 /188/ als Prüfverfahren für den Frost-Tausalz-Widerstand von Betonzuschlag angewendet werden. Das Magnesiumsulfat-Verfahren beruht auf der Untersuchung von Gesteinskörnungen im Korngrößenbereich $10 - 14 \text{ mm}$. Das Material wird 5 Wechselbeanspruchungen ausgesetzt, d.h. dem Eintauchen in eine gesättigte Magnesiumsulfatlösung bei Atmosphärendruck und einer anschließenden Trocknung in einer Wärmekammer bei $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$. Entsprechend DIN EN 1367-2 wird die „Kornverfeinerung, die durch die zerstörenden Einflüsse verursacht wird“, „an dem Ausmaß der Entstehung von Material der Korngröße $< 10 \text{ mm}$ gemessen“.

Nach DIN 4226-1 gilt als Kriterium für eine frost-tausalz-beständige Gesteinskörnung mit erhöhtem Widerstand die Kategorie MS_{18} , d.h. ein Magnesium-Sulfat-Wert von $\leq 18 \%$ (Masseverlust). Weitere Kategorien sind MS_{25} und MS_{35} mit Masseverlusten ≤ 25 bzw. $\leq 35 \%$.

Die ermittelten Abwitterungen infolge des Magnesiumsulfattestes der Fraktionen 10/14 und 14/20 sind in Diagramm 4-5 bzw. in Tabelle 4-8 aufgeführt.

Bei der Fraktion 10/14 wird erkennbar, dass 9 Materialien (alle beiden devonischen Kalksteine K1 und K3, 2 von 3 Schaumkalken Sc1 und Sc3 sowie alle 3 Travertine und die Granite) anhand des Magnesiumsulfatverfahrens nach DIN 4226-1 mit MS_{18} als frost-tausalz-beständig einzustufen sind. Der 3. Schaumkalk (Sc4) muss aufgrund von Abwitterungen zwischen 18 und 25% als Kategorie MS_{25} bewertet werden. Beide Terebratelkalke (Tb3 und Tb4) sind als MS_{35} und der Muschelkalk (Mk2) bzw. der Rhyolithtuff (Ry2) als MS_{NR} , d.h. ohne Anforderungen nach DIN 4226-1 zu klassifizieren.

Betrachtet man die Abwitterungen bei der Fraktion 14/20 (Diagramm 4-5), so werden deutlich geringere Abwitterungen als bei der Fraktion 10/14 ersichtlich, was auf die geringere Sättigung der gröberen Fraktion zurückzuführen ist. Bis auf die Materialien Mk2 und Ry2, welche als MS_{25} einzustufen sind (wobei bei Mk2 nur 2 von 3 Proben die 18% Abwitterung überschreiten), sind alle Materialien der Kategorie MS_{18} zuzuordnen und somit als frost-tausalz-beständig zu bewerten.

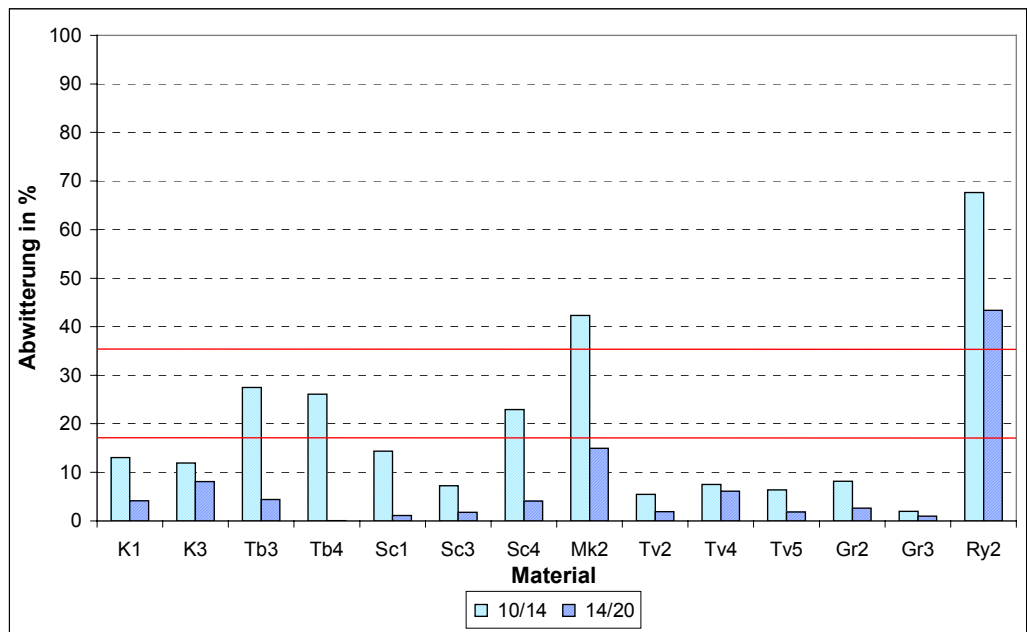


Diagramm 4-5: Ergebnisse des Kristallisationsversuches mit MgSO_4 -Lösung nach DIN EN 1367-2, Gesteinskörnungen

Die Zerstörungserscheinungen infolge des Verfahrens und die damit hervorgerufenen Veränderungen an der Kornform wurden ebenfalls analysiert (Fraktion 10/14, Tabelle 4-7). Bei den meisten Materialien traten keine Veränderungen in der Kornform auf. Hier war der Anteil an Feinanteilen in der Lösung fast Null bzw. gering. Die Abwitterungen bestanden hauptsächlich aus Absplitterungen zwischen 4 und 10 mm und aus einem geringen Anteil an Absplitterungen von 1 - 4 mm. Bei einigen Materialien zeigten die Körner mehr abgerundete Formen, jedoch unabhängig von der ursprünglichen Kornform, d.h., dass nicht zwangsläufig plattige oder längliche bzw. scharfkantige Körner nach dem Test abgerundete Formen aufwiesen.

Tabelle 4-7: Kornformänderungen und Charakterisierung der Abwitterung

Material	Abwitterung in %	Kornform-änderung*	Eintrübung der Lösung	Abwitterung < 1 mm (ca. %)	Abwitterung 1 - 4 mm (ca. %)	Absplitterung 4 - 10 mm (ca. %)
K1	13	-	minimal	minimal	minimal	hoch, 10 %
K3	12	-	-	-	minimal	mäßig, 8 %
Tb3	27	Körner runder	stark	hoch, 10 %	minimal	hoch, 15 %
Tb4	26	-	stark	hoch, 10 %	mäßig, 7 %	hoch, 10 %
Sc1	14	-	stark	mäßig, 5 %	minimal	hoch, 10 %
Sc3	7	-	minimal	minimal	minimal	mäßig, 5 %
Sc4	23	-	stark	mäßig, 7 %	minimal	hoch, 15 %
Mk2	42	Körner runder	stark	hoch, 15 %	minimal	hoch, 25 %
Tv2	5	-	minimal	minimal	minimal	mäßig, 5 %
Tv4	7	-	minimal	minimal	minimal	mäßig, 5 %
Tv5	6	-	minimal	minimal	minimal	mäßig, 5 %
Gr2	8	-	-	-	minimal	mäßig, 8 %
Gr3	2	-	-	-	minimal	minimal
Ry2	68	Aufspaltung in dünne Platten	stark	hoch, 20 %	sehr hoch 30 %	hoch, 25 %

* augenscheinlich

Es ist zu erkennen, dass bei mäßigen Abwitterungen die groben Absplitterungen überwiegen und dass bei hohen Abwitterungsmengen sowohl ein hoher Anteil an Feinabwitterungen

< 1 mm sowie ein hoher Anteil grobe Absplitterungen auftreten, wobei Letztere etwas überwiegen.

Bei einer Untersuchung von Prüflösungen nach dem Test und den darin befindlichen Abwitterungen konnten mittels XRD keine gelösten Stoffe und auch keine neuen Phasen festgestellt werden. Die festen Abwitterungen bestanden hinsichtlich der Zusammensetzung aus unveränderten Partikeln der geprüften Materialien.

4.4.4 Bestimmung des Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstandes nach DIN 52104, Verfahren N

Der Frost-Tau-Widerstand der Zuschläge wurde in den vergangenen Jahren nach DIN 52104 Teil 1 und Teil 3, Verfahren N, überprüft. Die jetzt gültige Vorschrift DIN EN 1367-1 /186/ enthält jedoch keine grundlegenden Änderungen. Die Untersuchungen werden mit Wasser und 1 %iger Natriumchlorid-Lösung als Prüflösung durchgeführt.

Die Beurteilung der Gesteinskörnungen erfolgt nach DIN 4226-1. Die Materialien können hiernach den Kategorien F₁, F₂, F₄ und F_{NR} mit jeweils $\leq 1\%$, $\leq 2\%$, $\leq 4\%$ Abwitterung und ohne Anforderungen zugeordnet werden. Nach ZTV Beton-StB 01 liegen die Anforderungen für eine frost-tausalz-beständige Gesteinskörnung bei $\leq 1\%$ Abwitterung.

Nach DIN 4226-1 können für den Frost-Tausalz-Widerstand von Gesteinskörnungen, welche nach DIN EN 1367-1, Anhang B mit 1 %iger NaCl-Lösung geprüft werden, keine allgemeinen anwendbaren Grenzwerte angegeben werden. Wenn bei diesem Versuch jedoch ein Masseverlust von $> 8\%$ auftritt, wird empfohlen, die Frost-Tausalz-Widerstandsfähigkeit im Betonversuch nach DIN 4226-1 Anhang N nachzuweisen. Nach bisherigen Erfahrungen können nach DIN 4226-1 die Gesteinskörnungen mit einem Masseverlust $\leq 8\%$ für die gleichen Anwendungsgebiete eingesetzt werden, wie Gesteinskörnungen der Kategorien MS₁₈ bis MS₃₅ nach Abschnitt 5.8.1 der DIN 4226-1.

Die Ergebnisse aller Abwitterungen nach DIN 52104 sind in Tabelle 4-8 angegeben. Es wird klar deutlich, dass die Abwitterungen bei Wasser als Prüflösung geringer sind als bei 1 %iger NaCl-Lösung, sowohl bei der Fraktion 8/16 als auch bei der Fraktion 16/22.

Vergleicht man mit Hilfe von Diagramm 4-6 und Diagramm 4-7 die Abwitterungen der Fraktionen 8/16 und 16/22 entsprechend DIN-Kriterium, so wird deutlich, dass die Fraktion 8/16 meist höhere Abwitterungen aufweist als die Fraktion 16/22 sowohl bei Wasser als auch bei Salzlösung, allerdings nicht in dem Masse, dass alle Materialien in andere Qualitätsklassen eingeteilt werden müssen.

Die Tatsache, dass die Abwitterung höher und somit die Frostbeständigkeit kleinerer Kornfraktionen z.T. schlechter ist, als von größeren Fraktionen, steht im Widerspruch zur Literatur. Zum einen kann dies damit zu begründen sein, dass sich im Aufbereitungsprozess von Massengesteinen das schwächere Material in kleineren Kornfraktionen ansammelt. Weiterhin ist zu beachten, dass kleinere Kornfraktionen einen höheren Sättigungsgrad erreichen können, der wiederum zu einer stärkeren Schädigung führen kann. Nicht zu vergessen ist jedoch, dass die Abwitterung nach DIN nur einen bestimmten Korngrößenbereich des abgewitterten Materials betrachtet und nicht die Gesamtabwitterung.

Bei der Fraktion 8/16 können bei einer Befrostung unter Wasser, entsprechend Auswertung nach DIN 52104 und Kriterien nach DIN 4226-1 bzw. ZTV Beton-StB 01, 12 Materialien als

frostbeständig gewertet werden (Diagramm 4-6). 2 Materialien, Sc4 mit einer Abwitterung zwischen 1 und 2 % bzw. Mk2 mit $> 4 \%$, sind hiernach in andere Qualitätsstufen bzw. nicht als frostbeständig einzustufen.

Bei der Untersuchung der Fraktion 16/22 im Dosenfrost mit Wasser als Prüflösung muss nur der Muschelkalk Mk2 mit einer Abwitterung $> 1 \%$ (Material $< 8 \text{ mm}$) nach dem DIN-Kriterium als nicht frostbeständig klassifiziert werden (Diagramm 4-6).

Sowohl bei der Prüfung der Fraktion 8/16 als auch der Fraktion 16/22 mit NaCl-Lösung als Prüflösung sind entsprechend Auswertung nach DIN 52104 und Kriterien nach DIN 4226-1, Anhang N, jeweils nur 8 von 14 Materialien (ein Kalkstein K3, ein Terebratelkalk Tb4, ein Schaumkalk Sc 1 sowie alle 3 Travertine und alle 2 Granite) mit Abwitterungen $\leq 8 \%$ als frostbeständig zu bewerten (Diagramm 4-7). Ein Kalkstein K1, ein Terebratelkalk Tb3, zwei von drei Schaumkalken Sc3 und Sc4 sowie der Muschelkalk Mk2 und der Rhyolithtuff Ry2 müssen aufgrund von Abwitterungen $> 8 \%$ (die beiden Letzteren mit den beiden höchsten Abwitterungen) in Betonversuchen auf ihren Frostwiderstand hin untersucht werden.

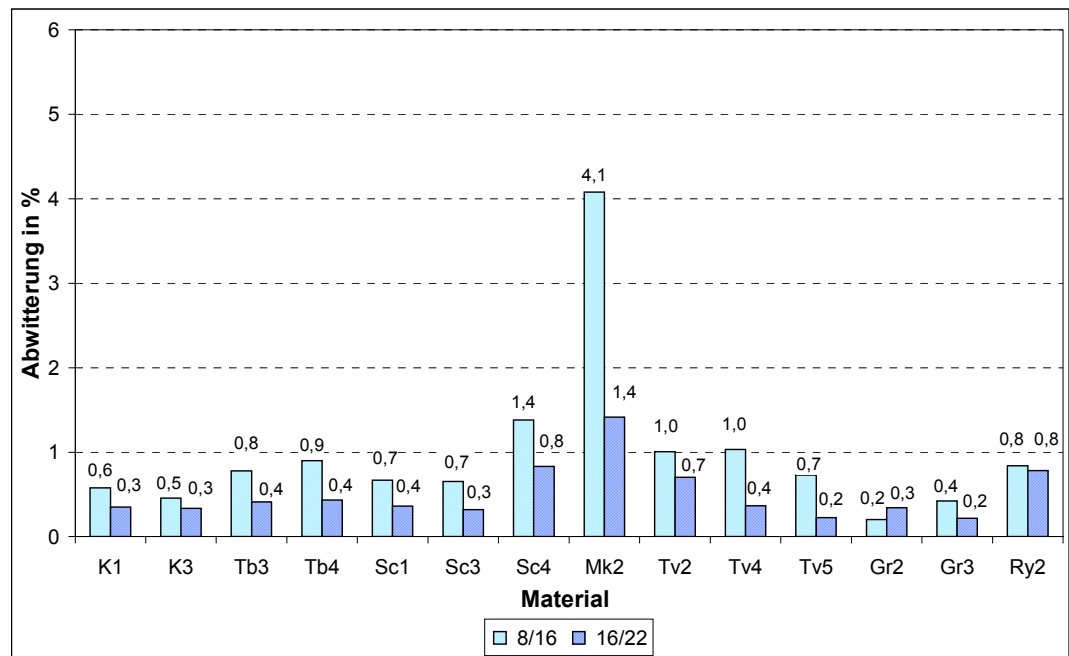


Diagramm 4-6: Ergebnisse der Frostversuche nach DIN 52104, Gesteinskörnungen Fraktion 8/16 und Fraktion 16/22, Wasser als Prüflösung

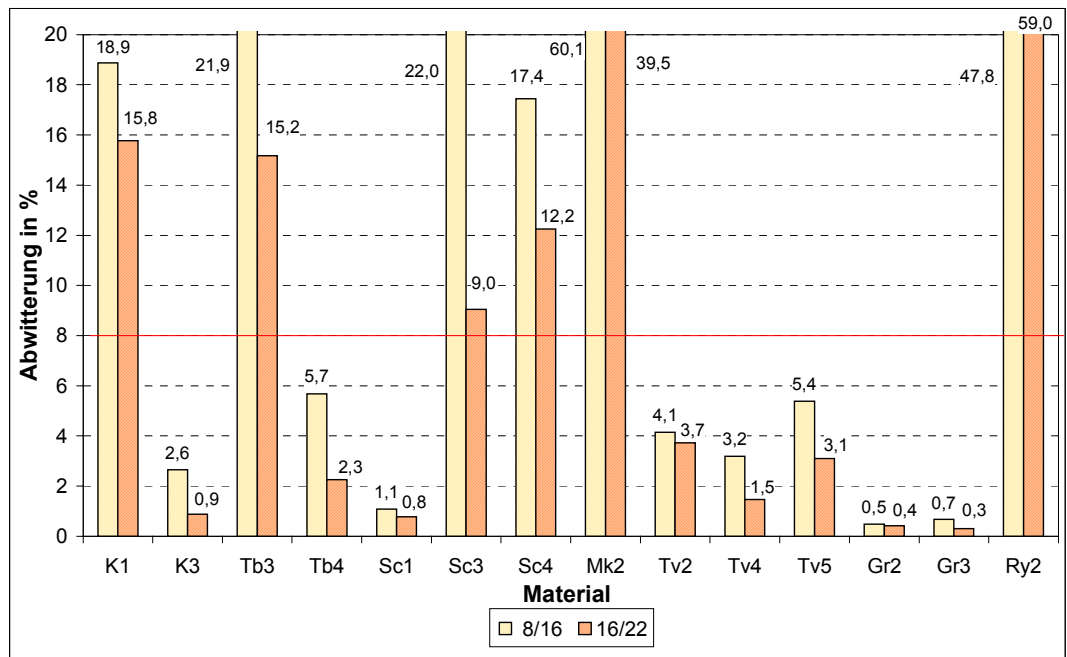


Diagramm 4-7: Ergebnisse der Frostversuche nach DIN 52104, Gesteinskörnungen Fraktion 8/16 und Fraktion 16/22, 1 %ige NaCl-Lösung als Prüflösung

Inwieweit diese Bewertung mit den Betonversuchen und der Praxis korreliert, muss sich allerdings noch zeigen.

Tabelle 4-8: Untersuchungsergebnisse an Gesteinskörnungen

Material	Rohdichte in g/cm³	Reindichte in g/cm³	Porosität in %	W _{m,a} in %	Methylenblau VB in mlMBL/100g	MgSO ₄ -Test 5 Wechsel Δm in %		DIN 52104, Δm nach DIN 10 FTW, Δm in %				DIN 52104, Δm gesamt, 10 FTW, Δm in %			
						10/14	14/20	H ₂ O 8/16	H ₂ O 16/22	NaCl 8/16	NaCl 16/22	H ₂ O 8/16	H ₂ O 16/22	NaCl 8/16	NaCl 16/22
K1	2,73	2,8112	2,89	0,63	0,139	13	4	0,6	0,3	18,9	15,8	2,4	9,6	35,2	38,5
K3	2,69	2,7742	3,04	0,72	0,037	12	8	0,5	0,3	2,6	0,9	1,5	4,9	4,7	7,3
Tb3	2,40	2,7119	11,50	2,39	0,132	28	4	0,8	0,4	21,9	15,2	3,0	4,6	36,8	29,1
Tb4	2,38	2,7608	13,79	2,67	0,040	26	0	0,9	0,4	5,7	2,3	2,4	5,4	10,0	9,2
Sc1	2,14	2,7402	21,90	3,46	0,005	14	1	0,7	0,4	1,1	0,8	2,5	7,1	3,7	10,0
Sc3	2,61	2,7688	5,74	0,93	0,073	7	2	0,7	0,3	22,0	9,0	3,5	8,4	40,4	23,2
Sc4	2,48	2,7526	9,90	1,94	0,086	23	4	1,4	0,8	17,4	12,2	4,2	9,3	34,4	32,2
Mk2	2,38	2,8412	16,23	5,12	0,020	42	15	4,1	1,4	60,1	39,5	8,6	11,3	73,6	61,3
Tv2	2,36	2,7488	14,14	3,29	0,020	6	2	1,0	0,7	4,1	3,7	3,3	4,9	9,0	14,3
Tv4	2,21	2,6778	17,47	5,85	0,059	8	6	1,0	0,4	3,2	1,5	3,5	8,1	7,7	11,5
Tv5	2,37	2,6967	12,11	2,92	0,007	6	2	0,7	0,2	5,4	3,1	2,4	3,9	8,9	8,8
Gr2	2,58	2,6546	2,81	0,60	n.b.	8	3	0,2	0,3	0,5	0,4	1,5	7,4	2,0	5,5
Gr3	2,56	2,6696	4,11	0,83	n.b.	2	1	0,4	0,2	0,7	0,3	1,4	5,8	2,0	6,8
Ry2	2,39	2,6673	10,40	3,65	n.b.	68	43	0,8	0,8	47,8	59,0	3,4	8,2	74,1	85,0

4.5 Untersuchungen am Beton

4.5.1 Mischungszusammensetzung

In Abhängigkeit der Untersuchungsergebnisse an Gesteinsstücken sowie an Gesteinskörnungen erfolgte die Auswahl der Gesteine für die Betonversuche, welche in den besagten Untersuchungen widersprüchliche Aussagen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit erbrachten. Dies betraf die beiden Terebratelkalke, 3 Schaumkalke, den Muschelkalk und den Rhyolithuff.

Aus der Fraktion 16/22 der zu untersuchenden Gesteinskörnungen wurden Betonproben unter Verwendung eines Zementes CEM I 32,5 R sowie Rheinsand, Rheinkies und Diabassplitt der Fraktion 8/16, einem w/z von 0,45 (Vorgabe für Straßenbetonmischungen) unter Einsatz von LP-Mittel hergestellt. Die genaue Zusammensetzung ist in der Tabelle 4-9 ersichtlich.

Tabelle 4-9: Mischungszusammensetzungen der Betone

CEM I 32,5 R				Beton	Tb3	Tb4	Sc1	Sc3	Sc4	Mk2	Ry2
				Zement in kg/m³	340	340	340	340	340	340	340
				Wasser in kg/m³	153	153	153	153	153	153	153
				w/z	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
				LP in %	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
Material	Fraktion	Anteil in %	Dichten in g/cm³	Zuschlag in kg/m³							
Zement			3,116								
Zuschlag					1802	1797	1747	1845	1818	1797	1799
Rheinsand	(0/2)	29	2,60		522	521	507	535	527	521	522
Rheinkies	(2/8)	11	2,60		198	198	192	203	200	198	198
Diabas	(8/16)	30	2,80		540	539	524	554	545	539	540
Tb3	(16/22)	30	2,40		540						
Tb4	(16/22)	30	2,38			539					
Sc1	(16/22)	30	2,14				524				
Sc3	(16/22)	30	2,61					554			
Sc4	(16/22)	30	2,48						545		
Mk2	(16/22)	30	2,38							539	
Ry2	(16/22)	30	2,39								540

4.5.2 Frischbetoneigenschaften

Entsprechend den Anforderungen an einen Straßenbeton /222/ wurden der Frischbeton-Luftgehalt und die Verdichtungszahl ermittelt.

Der Frischbeton-Luftgehalt sollte mindestens 4,5 % betragen. Ein Straßenbeton muss weiterhin die Konsistenz KS ($V_z \geq 1,2$) aufweisen. Bei diesen Mischungseinstellungen war es allerdings von primärer Bedeutung, den w/z-Wert einheitlich ($w/z = 0,45$) zu gestalten sowie den Luftgehalt auf den mindestens geforderten Wert ($L_d = 4,5$ Vol.-%) sowie unter den Mischungen in etwa auf vergleichbare Werte zu bringen (Tabelle 4-10). Bis auf den Beton mit Sc3 als Gesteinskörnung mit einer Konsistenz KP konnten steife Konsistenzen KS eingestellt werden.

4.5.3 Festbetonkennwerte

Jeweils mindestens 3 Betonwürfel mit der Kantenlänge von 100 mm dienten der Ermittlung der Festbetonrohddichte bzw. der Trockenrohddichte und der Druckfestigkeit /184/. Die Werte für die einzelnen Mischungen sind in Tabelle 4-10 zusammengestellt.

Tabelle 4-10: Untersuchungsergebnisse am Beton, Frisch- und Festbetonkennwerte

Beton- mischung	Frischbeton			Festbeton, 28 d		
	Rohddichte in g/cm ³	Vz	Ld in Vol.-%	Rohddichte in g/cm ³	Trockenrohddichte in g/cm ³	f _{ck, cube} in N/mm ²
Tb3	2,26	1,25	6,4	2,32	2,23	45
Tb4	2,28	1,23	6,4	2,31	2,24	46
Sc1	2,25	1,30	5,4	2,28	2,18	40
Sc3	2,34	1,11	5,9	2,30	2,22	40
Sc4	2,31	1,20	5,4	2,33	2,24	47
Mk2	2,30	1,40	6,6	2,33	2,25	55
Ry2	2,39	1,23	6,3	2,31	2,23	48

Die geforderten Druckfestigkeiten $f_{ck, cube}$ für einen C 25/30 nach Eignungsprüfung /184/ konnten von den Betonen erreicht werden. Die jeweiligen Rohdichten bzw. Trockenrohddichten liegen in einem engen Bereich.

4.5.4 Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstand mittels CIF und CDF

Versuchsvorbereitung und Ablauf

Für die Prüfung des Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstandes mit Wasser bzw. 3 %iger NaCl-Lösung als Prüfflüssigkeit wurden Balken mit den Abmessungen von 80 mm x 80 mm x 250 mm hergestellt. Da es sich um die Prüfung von Straßenbeton handelte, fungierte die jeweils abgestrichene Fläche als Befrostungsfläche. Entsprechend CDF-Test /29, 30, 162/ erfolgte die Erfassung der Masseänderung der Proben während des 7-tägigen kapillaren Saugens und während der Befrostungszyklen. Während und nach der Befrostungsphase wurde die Abwitterung aufgezeichnet. Anhand der mittig in die Balken-Seitenflächen einbetonierten Messzapfen konnte die Längenänderung ermittelt werden. Im gesamten Prüfzeitraum diente die Frequenzanalyse zur Erfassung der inneren Schädigung der Proben.

Kapillares Saugen und Abwitterung

Von größerem Interesse als die Gesamtmasseänderung durch kapillares Saugen während des gesamten Versuches ist die Masseänderung durch kapillares Saugen während der Befrostungsphase. Im Diagramm 4-8 sind die Masseänderungen durch kapillares Saugen während der Befrostungszyklen bis zum 112. FTW dargestellt. Dabei zeigen die Betonproben, hergestellt mit den Gesteinskörnungen Mk2 und Ry2, beim Wasserfrost stärkere Massezunahmen als die anderen Betonproben, was auf ein verstärktes Nachsaugen von Prüflösung infolge innerer Schädigungen zurückgeführt werden kann. Bei der Befrostung mit Salzlösung zeigt ebenfalls die Probe Mk2 das stärkste Nachsaugen, gefolgt von den Proben Sc3, Tb4 und Ry2.

Die Abwitterungen sind bei Befrostung unter Wasser geringer als bei Befrostung mit 3 %iger NaCl-Lösung. Nach Durchführung von 28 Frost-Tau-Wechseln zeigten die Betone sowohl im Wasser- als auch im Salzfrost Abwitterungen z.T. deutlich unter 400 g/m², d.h. das CDF-

Kriterium von 1500 g/m² nach 28 FTW /29/ wurde von allen Proben erfüllt. Auch nach 56 FTW waren bei den Proben sowohl bei der Prüfung mit Wasser als auch 3 %iger NaCl-Lösung als Prüflösungen Abwitterungen z.T. deutlich unter < 650 g/m² zu verzeichnen, d.h. nach dem CIF-Verfahren /28/ weisen hinsichtlich der Abwitterungen alle Proben einen hohen Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand auf. Abgesehen von leichten Anfangsabwitterungen zeigen die untersuchten Betonproben im CDF-Test relativ lineare Kurvenverläufe (siehe Diagramm 4-9; Werte: Tabelle 4-11).

Da bis zum 56. FTW keine gravierenden Qualitätsänderungen erkennbar waren, wurden die Versuche bis zum 112 FTW fortgesetzt. Die Kurvenverläufe sind weiterhin relativ linear, wobei bei einigen Proben um den 56. FTW ein kurzer Anstieg in der Abwitterung zu verzeichnen ist. Die Kurven der Proben SC1-N, geprüft bis zum 112. FTW ohne Unterbrechung, und Mk2-N haben einen progressiven Charakter durch zeitweise verstärkt auftretende Popouts.

Bei einer Gegenüberstellung der Ergebnisse des CF- bzw. CDF-Tests nach 56 bzw. 112 FTW (Diagramm 4-10) wird deutlich, dass die Proben mit den niedrigsten Abwitterungsmengen bei Wasser als Taumittel nicht zwangsläufig die niedrigsten Abwitterungen bei NaCl-Lösung als Taumittel aufweisen müssen und umgekehrt.

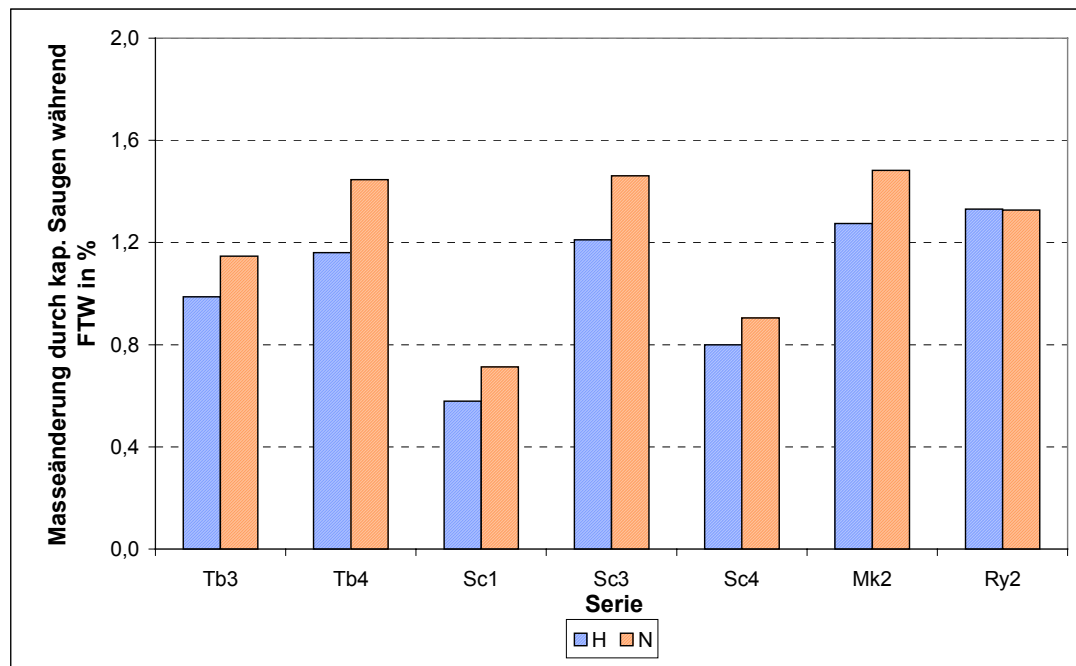


Diagramm 4-8: Masseänderung durch kapillares Saugen während der Befrostung, H: Wasser; N: NaCl-Lösung

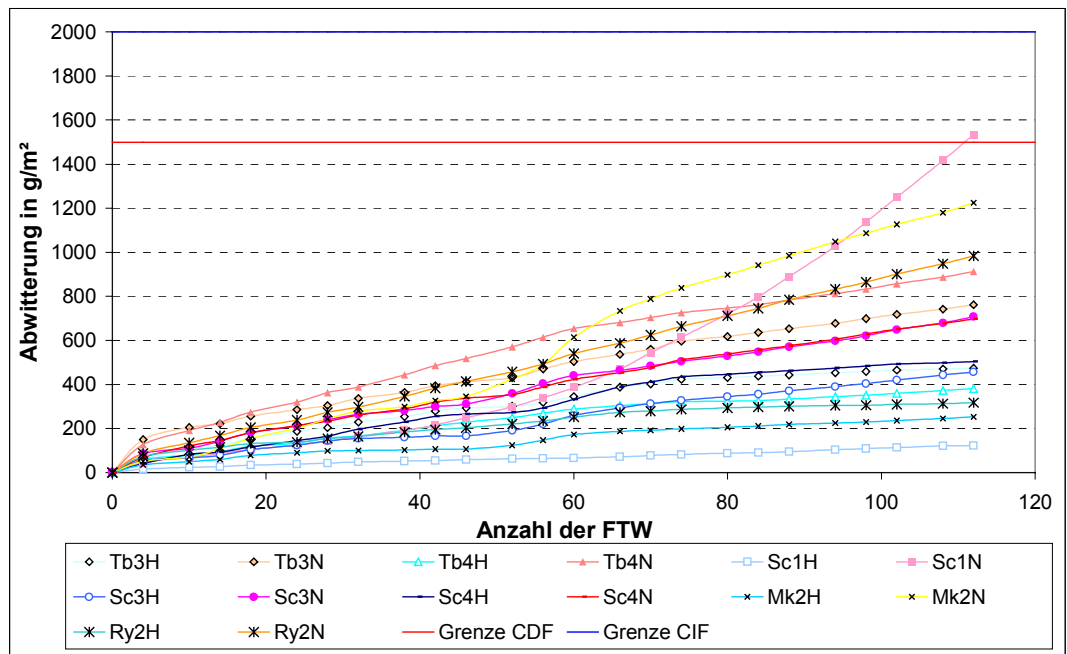


Diagramm 4-9: CDF-Abwitterungen bis 112 FTW, Mittelwerte; H: Wasser; N: NaCl-Lösung

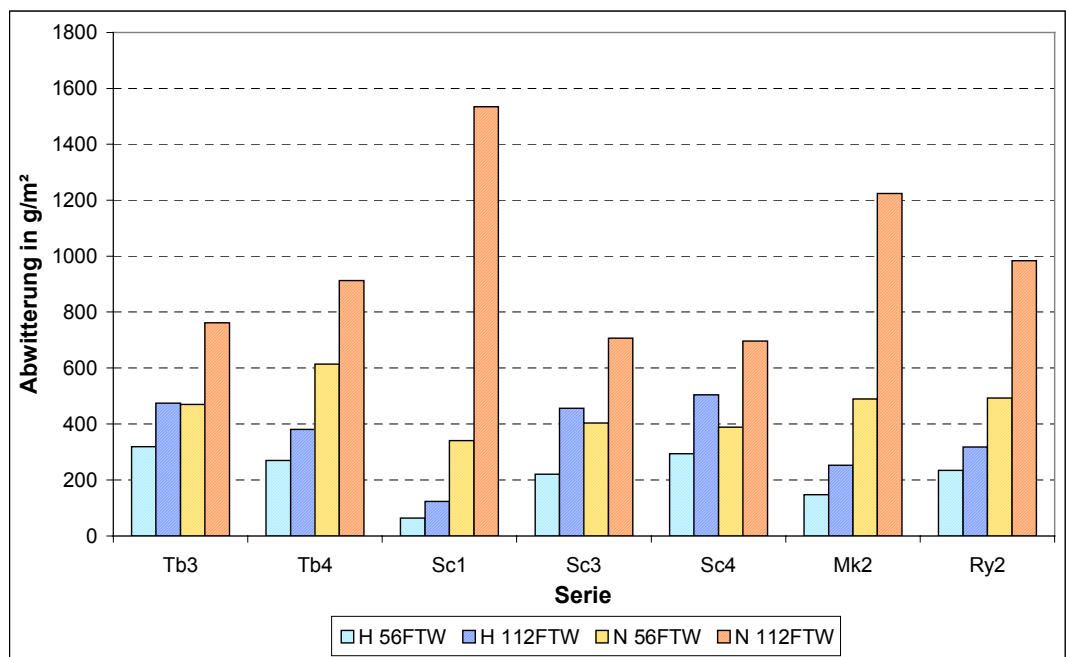


Diagramm 4-10: Vergleich der Abwitterungen im CF- und CDF-Test nach 56 bzw. 112 FTW, H: Wasser; N: NaCl-Lösung

Optisch erkennbare makroskopische Veränderungen

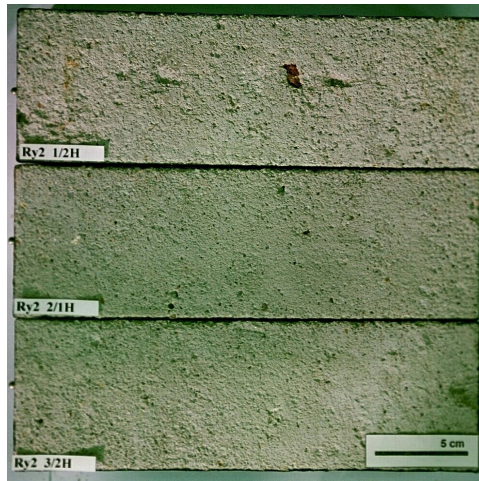
Nachdem die 112 Frost-Tau-Wechsel durchgeführt waren, wurden die Proben optisch auf die Änderung der Oberflächeneigenschaften hin untersucht. Dabei sollte festgestellt werden, welche Schädigungen die Masseänderungen verursachten.

Insgesamt ist zu sagen, dass die Betonmatrix bei den in Wasser befestigten Proben besser intakt war, als die in NaCl-Lösung befestigten Proben, z.T. kann kaum eine Veränderung

aufwies. Die Matrixschädigungen bestanden meist aus über den Zuschlägen abgewitterter Matrix.

Einige Proben wiesen nach 56 FTW vereinzelte Popouts auf, hervorgerufen durch die abgewitterten Grobzuschläge. Nach 112 FTW waren mehr Popouts zu verzeichnen. Bei Proben der Mischungen (Tb3, Tb4, Sc3, Sc4) traten die Popouts nur vereinzelt auf, sowohl im Anfangs- als auch im fortgeschrittenen Stadium. Deutlich stärkere Popout-Bildungen waren an den CDF-Proben der Mischungen Sc1, Mk2 und Ry 2 ersichtlich.

Auch zeigten die CDF-Proben optisch mehr Schäden an der Betonoberfläche, als die CF-Proben (Abbildung 4-1). Risse konnten generell nicht festgestellt werden.



a) Prüflösung Wasser



b) Prüflösung NaCl

Abbildung 4-1: Betonprüfflächen der Serie Ry2 nach 112 FTW, Messmarke = 5 cm

Innere Schädigung

Mittels Anwendung der Eigenschwingzeitmessung und der erfassten Frequenzänderung erfolgt unter Einbeziehung der Masse und der Geometrie der Probekörper die Bestimmung des dynamischen E-Moduls. Über die Darstellung der Änderung des dynamischen E-Moduls können innere Schädigungen veranschaulicht werden. Betone, bei denen der Abfall des dynamischen E-Moduls $> 40\%$ (in Praxis häufig angewendeter Grenzwert) beträgt, weisen starke innere Schädigungen auf und sind deshalb nicht als frost-tausalz-beständig zu werten.

Alle hier untersuchten LP-Betone zeigten bis auf die Proben der Mischung Sc1 keinerlei E-Modul-Abfälle (Tabelle 4-11). Allerdings ist bei einer E-Modul-Änderung von -2% eher vom Schwankungsbereich des Messverfahrens auszugehen und nicht von tatsächlichen inneren Strukturänderungen. Wie in Diagramm 4-11 ersichtlich, weisen alle Betone (außer Sc1) vielmehr eine Zunahme des dynamischen E-Moduls auf. Die positiven E-Modul-Werte sind auf eine Verbesserung der Betonqualität infolge fortschreitender Hydratation bzw. möglicher Salzaufnahme und Auskristallisation zurückzuführen. Es wird auch erkennbar, dass die in Salzlösung gelagerten Betone etwas schlechtere E-Modul-Werte aufweisen. Ursache kann die Überlagerung der oben beschriebenen Vorgänge und beginnender innerer Schädigungen sein.

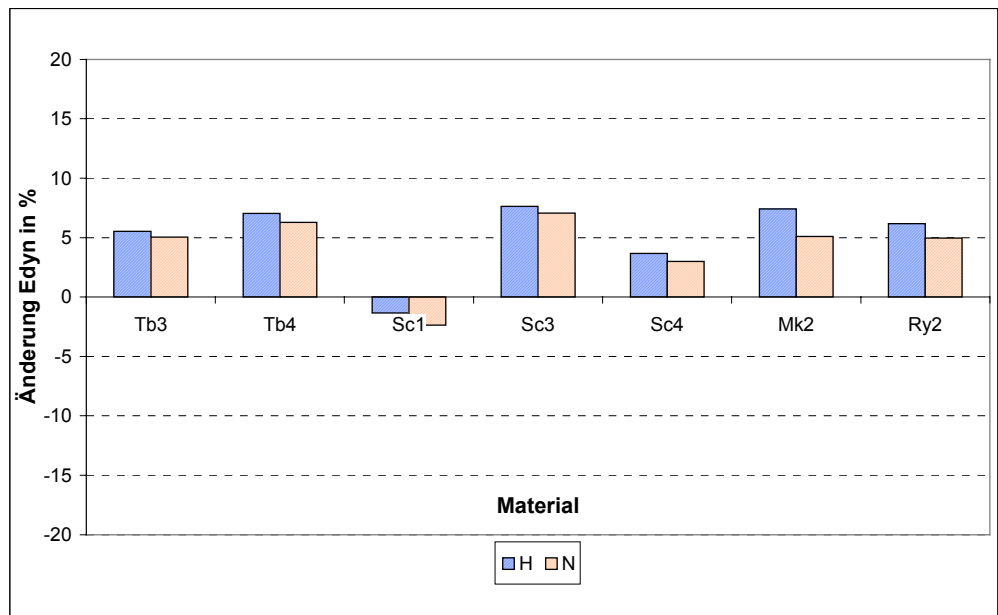


Diagramm 4-11: Änderung des dynamischen E-Moduls zwischen Nullmessung vor kapillarem Saugen sowie Endmessung nach CDF-Test und 28 d Klimagerung 20°C/65 % r.F., H: Wasser; N: NaCl-Lösung

Längenänderung

Anhand Diagramm 4-12 und der Werte von $< 0,05$ mm/m bzw. < 0 % in Tabelle 4-11 wird ersichtlich, dass keiner der Betone eine kritische Längenänderungen $> 0,6$ mm/m aufweist. Jedoch zeigen als einzige die Proben des Muschelkalkbetons Mk2 und die Proben aus dem Wasserfrost des Rhyolithbetons positive Dehnungswerte, was - wenn auch nur ein sehr schwaches - Indiz für innere Schädigungen darstellt. Es gibt keine Hinweise, dass entweder Wasser oder die Tausalzlösung die Betondehnung stärker beeinflusst.

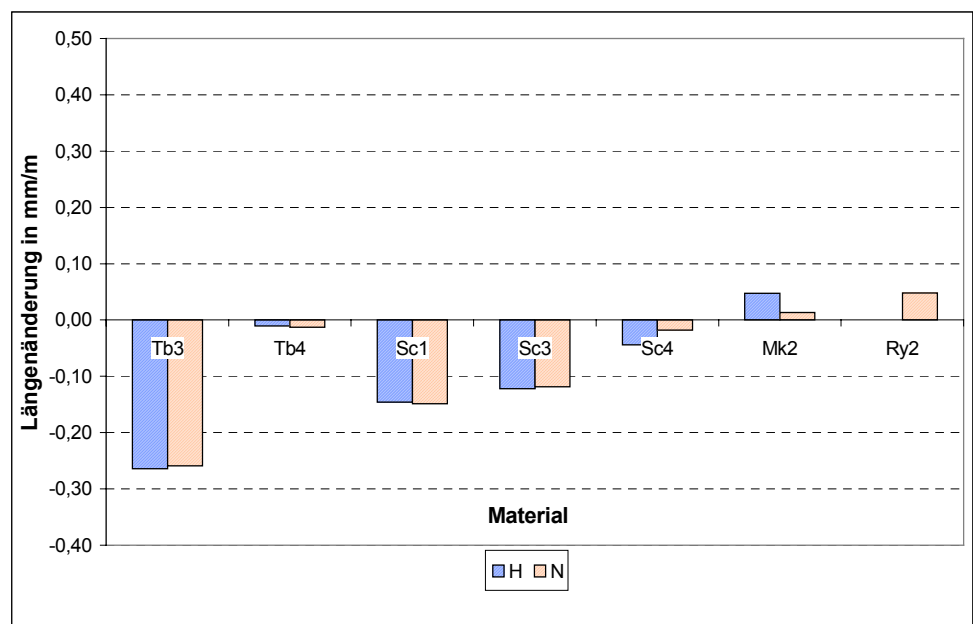


Diagramm 4-12: Längenänderung (trockene Proben) zwischen Nullmessung vor kapillarem Saugen sowie Endmessung nach CDF-Test und 28 d Klimagerung 20°C/65 % r.F., H: Wasser; N: NaCl-Lösung

Tabelle 4-11: Ergebnisse der Dauerhaftigkeitskennwerte nach CF- bzw. CDF-Prüfung

Beton- mischung	CF 28 FTW Δm in %	CF 56 FTW Δm in %	CF 112 FTW Δm in %	CDF 28 FTW Δm in %	CDF 56 FTW Δm in %	CDF 112 FTW Δm in %
Tb3	203	318	474	305	470	762
Tb4	157	270	381	363	614	913
Sc1	42	64	123	143	340	1534
Sc3	144	220	456	241	404	707
Sc4	166	294	503	233	388	697
Mk2	98	147	253	244	489	1225
Ry2	155	234	317	273	493	984
	CF 56 FTW, (aF) ΔE_{dyn} in %	CF 112 FTW, (aF) ΔE_{dyn} in %	CF 56 FTW, (aF) Δl in mm/m	CF 112 FTW, (aF) Δl in mm/m		
Tb3	5,25	5,336	0,023	-0,264		
Tb4	5,10	7,026	0,030	-0,010		
Sc1		-1,353		-0,146		
Sc3	4,66	7,587	0,046	-0,122		
Sc4	4,52	3,668	0,010	-0,644		
Mk2	3,29	7,398	0,081	+0,047		
Ry2	2,15	6,168	0,061	+0,000		
	CDF 56 FTW, (aF) ΔE_{dyn} in %	CDF 112 FTW, (aF) ΔE_{dyn} in %	CDF 56 FTW, (aF) Δl in mm/m	CDF 112 FTW, (aF) Δl in mm/m		
Tb3	3,96	4,692	0,010	-0,259		
Tb4	4,97	6,273	0,003	-0,013		
Sc1		-2,355		-0,149		
Sc3	4,81	7,054	0,061	-0,119		
Sc4	4,25	3,015	0,015	-0,018		
Mk2	3,62	5,096	0,095	+0,014		
Ry2	1,22	4,959	0,023	+0,048		

* auf 150-mm-Würfel bezogen, aF: ausgleichsfeucht

4.6 Wertung

4.6.1 Korrelationen der Untersuchungsergebnisse am Gesteinsstück

Wie in der Gegenüberstellung in Tabelle 4-12 ersichtlich wird, bestehen keine Korrelationen zwischen dem Wasseraufnahmegrad bzw. dem Sättigungswert der Gesteinsproben, dem Frost-Tau- und dem Kristallisationstest.

Nach dem Frost-Tau-Versuch konnten alle Materialien - bis auf den Rhyolithuff - als beständig bewertet werden. Nach dem Kristallisationsversuch sind jedoch 3 Materialien (ein von zwei Terebratalkalken Tb4, der Muschelkalk Mk2 und der Rhyolithuff Ry2) als nicht frost-tausalz-beständig zu charakterisieren. Demnach ist der Kristallisationsversuch als stärker hinsichtlich eintretender Abwitterung einzustufen. Die fehlenden Korrelationen zwischen beiden Versuchen sind nicht auf die festgelegten Kriterien zurückzuführen, da die mit „+“ bewerteten Abwitterungen im Frostversuch im $\leq 0,2$ %-Bereich lagen und die dazugehörigen als „-“ bewerteten Abwitterungen im Kristallisationsversuch bei Mk2 und Ry2 > 50 % betrugen. Es ist zu vermerken, dass die Frostversuche an anderen Probekörpern durchgeführt wurden, als die Kristallisationsversuche. Zwischen den gesägten groben Probekörpern können starke Abweichungen hinsichtlich Zusammensetzung und Struktur auftreten, so dass bei einem Vergleich von Ergebnissen aus verschiedenen Versuchen an Gesteinsstücken keine tatsächlichen Korrelationen zu erwarten sind. Allerdings ist wie in Kapitel 3 zu vermerken, dass Proben, die den Kristallisationsversuch bestanden haben, auch im Frostversuch die

Kriterien erfüllt. Materialien, welche den Kristallisationsversuch nicht bestanden, müssen jedoch nicht zwangsläufig einen niedrigen Frostwiderstand nach DIN 52104 aufweisen.

Der Rhyolithtuff ist anhand der Ergebnisse an Gesteinswürfeln durchweg als kritisch zu betrachten.

Tabelle 4-12: Vergleich der Ergebnisse an Gesteinsstücken

Material	Porosität < 10 %	DIN 52103 $W_{mA} < 0,5 \%$	DIN 52103 $S < 0,75$	DIN 52104 25 FTW $\Delta m \leq 1 \%$	DIN 52104 50 FTW $\Delta m \leq 1 \%$	DIN EN 12370 10 Wechsel $\Delta m \leq 8 \%$
K1	+	-	-	+	+	+
K3	+	+	-	+	+	+
Tb3	-	-	-(0,75)	+	+	+
Tb4	-	-	-	+	+	-(8,34)
Sc1	-	-	-	+	+	+
Sc3	+	-	-	+	+	+
Sc4	-	-	-	+	+	+
Mk2	+	-	-	+	+	-
Tv2	-	-	-	+	+	+
Tv4	-	-	-	+	+	+
Tv5	-	-	-	+	+	+
Gr2	+	-	-	+	+	+
Gr3	+	-	-	+	+	+
Ry2	-	-	-	-	-	-

+: Test bestanden; -: Test nicht bestanden

4.6.2 Korrelationen der Untersuchungsergebnisse an Gesteinskörnungen

Ebenfalls wie im Vergleich der Untersuchungsergebnisse an den Gesteinswürfeln kann auch in den Versuchen an Gesteinskörnungen (Tabelle 4-13) unter den festgelegten Grenzwerten keine Korrelation zwischen Wasseraufnahmen und dem Frost-Tau-, dem Frost-Tausalz- sowie dem Kristallisationsversuch festgestellt werden (Erkenntnisse entsprechen /161/). Am Beispiel der Travertine ist dies durch die Grobporen zu erklären, die zwar zu einer höheren Porosität und somit Wasseraufnahme führen, jedoch nicht als kritisch hinsichtlich Frostwiderstand zu betrachten sind. Gleiches müsste für die Porenstruktur von Tb4 und Sc1 zutreffend sein.

Es muss weiterhin verdeutlicht werden, dass die Ergebnisse des Frost-Tau-, Frost-Tausalz- und Kristallisationstests untereinander nicht korrelieren. Zudem wirken die Versuche mit Salzlösungen (Magnesiumsulfat-Test und Frost-Tausalz-Test) stärker angreifend als die mit reinem Wasser, jedoch - unabhängig von den festgelegten Grenzwerten - korrelieren die Salzversuche untereinander nicht. D.h. die NaCl-Lösung im Frostversuch verursacht im Vergleich zur $MgSO_4$ -Lösung die stärkeren Schäden. Dies entspricht auch den Erkenntnissen zur Wirkung von Sulfat- und Chlorid-Taumittel-Lösungen von /163/. Zudem sind die Schäden beim Magnesiumsulfat-Test stark fraktionsabhängig. Lediglich der Muschelkalk Mk2 versagt in allen Frostversuchen sowie im Kristallisationstest der Fraktion 10/14 und ist deshalb als kritisch zu betrachten. Der Rhyolithtuff Ry2 besteht die Frostversuche mit Taumitteln sowie die Kristallisationstests nicht. Im Gegensatz zu den Gesteinskörnungen K1 und Sc3 versagen die Materialien Tb3 und Sc4 nicht nur im Frostversuch mit NaCl-Lösung, sondern auch im Kristallisationstest - hier allerdings nur in der Fraktion 10/14.

Bei entsprechend genauer Vorgehensweise unter Nutzung der petrographischen Analyse können mittels Quecksilberhochdruckporosimetrie durchaus tendenzielle Aussagen zu

kritischen Materialien, die auch in den Frostversuchen versagen (u.a. Mk2, Ry2, Tb3), gemacht werden. Es ist zu bemerken, dass der Einfluss von Grobporen wie z.B. beim Travertin Tv4 zu beachten ist sowie der Anteil der als kritisch analysierten Variation in der gesamten Gesteinskörnung. 100 %ige Aussagen sind jedoch nicht möglich, da man anhand der Komplexität der Einflüsse auf die Wirkung kritischer Poren derzeit keine Grenzwerte (Anteil kritischer Poren, Verhältnis kritische Poren/Grobporen, Anteil der kritischen Variation in Gesteinskörnung) festlegen kann.

Tabelle 4-13: Vergleich der Ergebnisse an Gesteinskörnungen

Material	Porosität < 10 %	DIN 52103 $W_{mA} < 2 \%$	DIN 52104, 10 FTW				DIN EN 1367-2, 5 Wechsel	
			8/16		16/22		10/14	14/20
			Wasser $\Delta m \leq 1 \%$	NaCl $\Delta m \leq 8 \%$	Wasser $\Delta m \leq 1 \%$	NaCl $\Delta m \leq 8 \%$	MgSO ₄ $\Delta m \leq 18 \%$	MgSO ₄ $\Delta m \leq 18 \%$
K1	+	+	+	- (18.9)	+	- (15.8)	+	+
K3	+	+	+	+	+	+	+	+
Tb3	-	-	+	-	+	-	-	+
Tb4	-	-	+	+ (< 6)	+	+ (< 3)	- (> 25)	+
Sc1	-	-	+	+	+	+	+	+
Sc3	+	+	+	- (> 20)	+	- (9,0)	+	+
Sc4	+	+	-	-	+	-	-	+
Mk2	-	-	-	-	-	-	-	+ (15)
Tv2	-	-	+	+	+	+	+	+
Tv4	-	-	+	+	+	+	+	+
Tv5	-	-	+	+	+	+	+	+
Gr2	+	+	+	+	+	+	+	+
Gr3	+	+	+	+	+	+	+	+
Ry2	-	-	+	-	+	-	-	-

4.6.3 Korrelation der Betonversuchsergebnisse

Alle untersuchten Betone waren LP-Betone mit $w/z = 0,45$ und haben den CF- bzw. CDF-Test hinsichtlich Abwitterungen sowohl mit Wasser als auch mit NaCl-Lösung als Prüflösung bestanden. Keiner der Betone zeigte einen bedeutenden Frequenzabfall oder eine deutliche Längenänderung. (Tabelle 4-14)

Tabelle 4-14: Vergleich der Ergebnisse an Betonproben

Betonmischung	CF $\Delta m \leq 2000 \text{ g/m}^2$		CDF $\Delta m \leq 1500 \text{ g/m}^2$		CF $\Delta E_{dyn} \leq 40 \%$		CDF $\Delta E_{dyn} \leq 40 \%$		CF $\Delta l < 0,5 \text{ mm/m}$		CDF $\Delta l < 0,5 \text{ mm/m}$	
	56 FTW	112 FTW	56 FTW	112 FTW	56 FTW	112 FTW	56 FTW	112 FTW	56 FTW	112 FTW	56 FTW	112 FTW
Tb3	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Tb4	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Sc1	+	+	+	-	+	+	+	+	+	+	+	+
Sc3	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Sc4	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Mk2	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Ry2	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

Anhand der Werte in Tabelle 4-11 und den in Abschnitt 4.5 festgestellten Ergebnissen heben sich die Materialien Mk2 und Ry2 anhand des kapillaren Saugens während der Befrostung und gemeinsam mit Sc1 in der Menge der Abwitterungen leicht von den übrigen Materialien durch schlechtere Werte ab. Die Frequenz- und Längenänderungen waren so gering, dass sich in dieser Hinsicht keine Tendenzen abzeichneten. Dies zeigt auch sehr deutlich auf, dass oberflächliche Abwitterungen und innere Schädigungen nicht miteinander korrelieren und dass davon Abstand genommen werden sollte, einen durch Zuschläge entstandenen möglichen Betonschaden über die Abwitterung alleinig zu bewerten – jedenfalls bis weitere Betonuntersuchungen hinsichtlich Abwitterung und innerer Schädigung mehr Klarheit bringen.

Alle Betone haben also die Betonversuche bestanden. Jedoch gibt es innerhalb der festgelegten Grenzen Unterschiede in den Betonqualitäten. Um hier tendenzielle Qualitätsunterschiede und somit auch Zusammenhänge zwischen den Parametern darzustellen, wurden in Tabelle 4-15 jeweils die qualitativ besten Werte grün, die qualitativ schlechtesten rot sowie die dazwischen rangierenden Werte gelb eingefärbt.

Tabelle 4-15: Tendenzieller Vergleich der Frisch- und Festbetoneigenschaften

Beton-mischung	Luft-gehalt in %	Trocken-rohdichte in g/cm³	f _{ck,cube} in N/mm²	Δm 112 FTW CF in g/m²	Δm 112 FTW CDF in g/m²	Edyn 112 FTW CF in %	Edyn 112 FTW CDF in %	Δl 112 FTW CF in mm/m	Δl 112 FTW CDF in mm/m
Tb3	6,4	2,23	45	474	762	5,336	4,692	-0,264	-0,259
Tb4	6,4	2,24	46	381	913	7,026	6,273	-0,010	-0,013
Sc1	5,4	2,18	40	123	1534	-1,353	-2,355	-0,146	-0,149
Sc3	5,9	2,22	40	456	707	7,587	7,054	-0,122	-0,119
Sc4	5,4	2,24	47	503	697	3,668	3,015	-0,644	-0,018
Mk2	6,6	2,25	55	253	1225	7,398	5,096	+0,047	+0,014
Ry2	6,3	2,23	48	317	984	6,168	4,959	+0,000	+0,048

Zum Ersten kann in dieser Untersuchungsreihe kein Zusammenhang zwischen steigendem Luftgehalt im Frischbeton und abfallender Druckfestigkeit im Festbeton festgestellt werden. Zwar weisen alle Proben einen ausreichenden Frischbeton-Luftgehalt auf und die Schwankungen liegen im 1 %-Bereich. Die Mischung mit dem höchsten Luftgehalt weist jedoch die höchste Festigkeit und die Mischung mit dem geringsten Luftgehalt die niedrigste Festigkeit auf.

Vergleicht man diese Frisch- und Festbetonparameter mit den Ergebnissen aus den Dauerhaftigkeitsuntersuchungen, so wird auch hier kein tendenzieller Zusammenhang sichtbar. Die Mischung Mk2 weist z.B. die besten Frisch- und Festbetoneigenschaften auf, zeigt aber die schlechtesten Dauerhaftigkeitswerte, neben der Mischung Sc1, für welche die schlechtesten Frisch- und Festbetoneigenschaften verzeichnet wurden. Die Schaumkalkbetone besitzen insgesamt die schlechtesten Betonparameter, wobei die dazugehörigen Dauerhaftigkeitswerte bei Sc3 und Sc4 bis auf die Abwitterungen sehr gut sind.

Auch Ry2 zeigt mit Betoneigenschaften im Mittelfeld der hier untersuchten Betone ebenfalls die stärksten Dehnungen neben Mk2. Im Gegensatz hierzu zeigen beide Terebratelkalkbetone sehr gute Betoneigenschaften (Luftgehalt, Dichte, Festigkeit) sowie gute Frostwiderstände.

4.6.4 Korrelation der Frostversuche an Gesteinsstücken, Gesteinskörnungen und Betonversuchen

Bei einem Vergleich der Frostversuche (Tabelle 4-16) kommt es zu einer relativ einheitlichen Gesamtaussage. Bis auf die Untersuchungen am Gesteinsstück, die das Material Ry2 nicht bestand, und die Untersuchung an der Gesteinskörnung, bei welchem das Material Mk2 versagte, weisen alle Materialien einen hohen Frostwiderstand auf. D.h., dass auch die Betonversuche allen Materialien einen ausreichenden Frostwiderstand bescheinigten. Wie die Tabelle 4-11 ausweist und auch in Abschnitt 4.5 erläutert wurde, zeigen allerdings auch in den Betonversuchen die Materialien Mk2 und Ry2 tendenziell schlechtere Ergebnisse als die anderen Materialien.

Trotz relativ guter Korrelation sollte man von einer Übertragung von Versuchsergebnissen an wenigen Gesteinsstücken auf Gesteinskörnungen absehen, da die Gesteinsstücke nicht unbedingt als eine repräsentative Probe für die gesamte Gesteinskörnung betrachtet werden dürfen (es sei denn, man prüft erheblich mehr Proben). Mitunter lässt sich nur aus den qualitativ hochwertigeren Gesteinsbereichen eine entsprechende Probe gewinnen und das minderwertigere Material blättert oder fällt ab. Auch kann sich in einem Gesteinsstück ein „Einschluss“ an minderwertigerem Material (tonhaltig oder poröser mit kritischen Poren bzw. mit Rissen) befinden.

Tabelle 4-16: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Frostversuche

Material/ Beton- mischung	Gesteinsstück DIN 52104 25 FTW $\Delta m \leq 1 \%$	Gesteinsstück DIN 52104 50 FTW $\Delta m \leq 1 \%$	Gesteinskörnung DIN 52104 10 FTW, 16/22 $\Delta m \leq 1 \%$	Beton CF 112 FTW $\Delta m \leq 2000 \text{ g/m}^2$	Beton CF 112 FTW $\Delta E_{\text{dyn}} \leq 40 \%$	Beton CF 112 FTW $\Delta l < 0,5 \text{ mm/m}$
K1	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
K3	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
B-Tb3	+	+	+	+	+	+ (Wert -)
B-Tb4	+	+	+	+	+	+ (Wert -)
B-Sc1	+	+	+	+	+ (Wert -)	+ (Wert -)
B-Sc3	+	+	+	+	+	+ (Wert -)
B-Sc4	+	+	+	+	+	+ (Wert -)
B-Mk2	+	+	-	+	+	+ (Wert +)
Tv2	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
Tv4	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
Tv5	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
Gr2	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
Gr3	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
B-Ry2	-	-	+	+	+	+ (Wert ± 0)

4.6.5 Korrelation der Ergebnisse zum Frost-Tausalz-Widerstand

Auf Grundlage der gegebenen Grenzwerte besteht zwischen den Untersuchungen an Gesteinsstücken, Gesteinskörnungen und Beton keine Korrelation hinsichtlich des Frost-Tausalz-Widerstandes (Tabelle 4-17). Alle Materialien bestehen die Betonversuche. Die Materialien Mk2 und Ry2 versagen in den Versuchen an Gesteinsstücken und Gesteinskörnungen und zeigen in den Betonversuchen nach 56 FTW tendenziell schlechtere Werte gegenüber den anderen Betonen hinsichtlich Masseänderung während der Befrostung, Dehnung und Abwitterung. D.h. es treten nicht nur oberflächliche Schäden auf, sondern auch innere Veränderungen. Bei den Terebratel- und Schaumkalken sind hier die Ergebnisse widersprüchlich, d.h. sie versagten teilweise bei den Prüfungen an Gesteinsstücken und Gesteinskörnungen. Allerdings zeigt Sc1 trotz tadelloser Ergebnisse in den

Gesteinsuntersuchungen tendenziell neben Mk2 die schlechtesten Werte hinsichtlich Betonabwitterung (auf Popouts zurückzuführen) und E-Moduländerung, wobei bei Letzterem 2 % nicht als kritische Änderung zu betrachten ist.

Auf Grund dieser Erkenntnisse sollten die Betonversuche weiter verfolgt werden, um anhand dieser Ergebnisse die Grenzwerte für Gesteinskörnungsprüfungen dem Betonverhalten anpassen zu können.

Des Weiteren sollte anhand weiterer Vergleichsuntersuchungen an Gesteinskörnungen und Betonversuchen überprüft werden, ob durch die deutlich höheren Sättigungsgrade, die bei den Untersuchungen an Gesteinskörnungen erreicht werden, überhaupt Korrelationen zum Betonverhalten gefunden werden können. Wie allgemein bekannt und auch bei /163/ für Gesteine festgestellt, führen hohe Sättigungsgrade $> 0,9$ zum Versagen bei Frost- und Salzangriff. Im Beton sind die Gesteinskörnungen durch eine dichte Matrix umgeben, insbesondere gelten für die Betone, die einem Frost- bzw. Frost-Tausalz-Angriff ausgesetzt sind, nach DIN höhere Anforderungen z.B. an den w/z-Wert.

Tabelle 4-17: Gegenüberstellung der Ergebnisse der Versuche mit Salzlösungen

Material/ Beton- mischung	Gesteinsstück DIN EN 12370 15 W* Na ₂ SO ₄ $\Delta m \leq 8 \%$	Körnung, 16/22 DIN 52104 10 FTW NaCl $\Delta m \leq 8 \%$	Körnung, 14/20 DIN EN 1367-2 5 W* MgSO ₄ $\Delta m \leq 18 \%$	Beton CDF 112 FTW $\Delta m \leq 1500 \text{ g/m}^2$	Beton CDF 112 FTW $\Delta E_{\text{dyn}} \leq 40 \%$	Beton CDF 112 FTW $\Delta l < 0,5 \text{ mm/m}$
K1	+	- (15,8)	+	n.b.	n.b.	n.b.
K3	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
B-Tb3	+	- (15,2)	+	+	+	+ (Wert -)
B-Tb4	- (8,3)	+ (< 3)	+	+	+	+ (Wert -)
B-Sc1	+	+ (< 1)	+	- (1534)	+ (Wert -)	+ (Wert -)
B-Sc3	+	- (9,0)	+	+	+	+ (Wert -)
B-Sc4	+	- (12,2)	+	+	+	+ (Wert -)
B-Mk2	-	-	+ (MW: 15, E: 18)	+	+	+ (Wert +)
Tv2	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
Tv4	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
Tv5	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
Gr2	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
Gr3	+	+	+	n.b.	n.b.	n.b.
B-Ry2	-	-	- (20)	+	+	+ (Wert +)

*W: Wechsel im Kristallisationsversuch; MW: Mittelwert, E: max. Einzelwert

4.7 Zusammenfassung

Um die Eignung von Gesteinen als Betonzuschlagstoff zu untersuchen, sollte auf Qualitätsnachweise an Gesteinsstücken verzichtet werden, denn - wie oben beschrieben - sind derartige Einzelproben nicht repräsentativ genug, es sei denn, eine weitaus höhere Probenanzahl als in der DIN vorgegeben, wird verwendet. Dies hätte einen stark erhöhten Präparationsaufwand zur Folge.

Auffällig wird, dass bei Untersuchungen an Gesteinskörnungen - unter den vorgegebenen Grenzwerten - einigen Materialien eine unzureichende Dauerhaftigkeit bescheinigt werden muss, diese aber die Betonversuche (LP-Betone) bestehen. Eine Begründung hierfür ist, dass in den Tests an Gesteinskörnungen die Gesteine viel höhere Sättigungsgrade erreichen, als es im Beton der Fall sein wird.

Wasseraufnahmen und Sättigungswerte geben keine Aussagen über das Verhalten von Gesteinen in Frost-Tau-, Frost-Tausalz- und Kristallisationstests sowohl an Gesteinskörnungen als auch an daraus hergestelltem Beton.

Beim Frostversuch nach DIN 52104 kann mit gegebenen Grenzwerten - im Gegensatz zu Versuchen mit Taumitteln - keine ausreichende Differenzierung hinsichtlich Materialqualität erfolgen.

Der Magnesiumsulfattest korreliert anhand der hier durchgeführten Untersuchungen nur zu ca. 75 % mit den Ergebnissen der Frost-Tausalz-Versuche.

Eine verbesserte Korrelation zu Betonversuchen wurde festgestellt, wenn die Grenzwerte beim Frost-Tausalz-Versuch nach DIN 52104 T.3 auf 18 % erhöht werden.

Die optisch makroskopisch erkennbaren Schädigungen am Beton belaufen sich vorrangig auf Popouts, also Zerstörungen von oberflächen nahen Zuschlägen mit Zerstörung der angrenzenden Matrix. Dabei zeigten die mit Salzlösung befrosten Proben tendenziell mehr Popouts.

Die in den Gesteinsuntersuchungen als kritisch aufgefallenen Materialien Mk2 und Ry2 wiesen auch tendenziell die schlechteren Dauerhaftigkeitswerte in den Betonversuchen auf. Wie allerdings auch die Vergleiche der Frisch- und Festbeton-Ergebnisse sowie die Ergebnisvergleiche von Gesteinskörnungen und Beton zeigten, sind die tendenziell schlechten Dauerhaftigkeitswerte der Betonmischung Sc1 auf eine etwas schlechtere Betonqualität zurückzuführen und nicht auf die Qualität der Gesteinskörnung.

Die hier aufgezeigten Ergebnisse wurden mit den hier beschriebenen Materialien erreicht. Von Verallgemeinerungen ist abzusehen, bis Untersuchungsergebnisse an weiteren Gesteinen und daraus hergestellten Betonen vorliegen.

Obwohl es Bestrebungen gibt, die Qualität der Gesteinskörnungen im Labor an Betonen mit einem w/z von 0,50 zu prüfen (DIN 4226, Anhang N), da man hierbei eine bessere Durchfeuchtung und somit eine bessere Beurteilung der Gesteinskörnung an sich hervorrufen möchte, muss betont werden, dass man sich generell zum Ziel machen sollte, die Materialien praxisnah zu prüfen. Einen Frost-Tau-Angriff zusammen mit einem Frost-Tausalz-Angriff findet man bei Straßenbetonen vor. Der vorgeschriebene w/z-Wert von Straßenbetonen liegt bei $\leq 0,45$. Wenn die Betone aus den entsprechenden Gesteinskörnungen im Labor einen hohen Frost-Tausalz-Widerstand aufweisen, ist man bereits durch die verschärften Frost-Tau-Zyklen auf einer sicheren Seite in der Beurteilung. Um dies zu bestätigen, laufen Versuche zum Vergleich von Laborprüfverfahren mit Prüfung von Beton unter Praxisbedingungen.

In weiteren Versuchen sollte jedoch noch überprüft werden, ob die Gesteinsmaterialien auch für den Einsatz in XF 1 bzw. XF 3 Betonen (mäßige bzw. hohe Wassersättigung, ohne Taumittel) mit maximalen w/z-Werten von 0,60 bzw. 0,55 geeignet sind.

5 Analyse von Prüfverfahren für den Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstand von Gesteinskörnungen und Beton

5.1 Grundgedanke

Wie die beiden vorangegangenen Kapitel zeigten, gibt es bei einzelnen Prüfverfahren Schwachstellen hinsichtlich ihrer Durchführung oder Bewertung. Weiterhin besteht zwischen den Aussagen der verschiedenen Prüfverfahren nicht immer eine zufriedenstellende Korrelation. Aus diesem Grund sollen im folgenden Kapitel ausgewählte Prüfverfahren näher betrachtet, wenn möglich Modifizierungsvorschläge gemacht werden.

5.2 Materialien

Um bei den nachfolgend analysierten Prüfverfahren allgemeingültigen Aussagen näher zu kommen, wurden in die Untersuchungen eine Reihe verschiedenster Zuschläge einbezogen, darunter 9 Splitte und 3 Kiese – vorrangig D-cracking-gefährdete - aus den USA (Tabelle 5-1) sowie 21 Splitte und 5 Kiese aus Deutschland (Tabelle 5-2). Bei einigen Analysen kamen ebenfalls die in Kapitel 4 beschriebenen Materialien zum Einsatz (Tabelle 4-1, Tabelle 4-2).

5.2.1 Petrographie und XRD

Unter den US-Materialien befinden sich hauptsächlich carbonatische Splitte und Kiese, wobei die Kiese auch Anteile von Granit und Tonstein aufweisen. Bei den deutschen Kiesen und Splitten handelt es sich um 16 Kalksteine, 1 Dolomit, 2 Granite, 1 Rhyolithuff, 3 Porphyre, 1 Diabas sowie um je einen quarzitischen und calcitischen Kies. Weitere Angaben zur Petrographie und zu den Ergebnissen der röntgendiffraktometrischen Untersuchung sind in den Tabellen (Tabelle 5-1, Tabelle 5-2) aufgeführt.

Tabelle 5-1: Ergebnisse der petrographischen und der Röntgenanalyse (XRD), Gesteinskörnungen aus den USA, Splitte: Us; Kiese: Uk, Dh: Dauerhaftigkeit (US-Praxis)

Mate- rial	Gesteins- art	erwar- tete Dh	Farbe	Kristalli- nität	Gefüge	Merkmale	XRD- Ergebnisse
Us1	calciti- scher Dolomit	mittel bis schlecht	rot bis gelblich- beige z.T. gefleckt	grob- und fein- kristallin	Poren bis 0,5 mm, auch grobe Poren, z.T. dichte Gesteinsbereiche	rötliche/gelbe/ dunkelgraue Schlieren, >31,5: z.T. schaumporig	Dolomit **** Quarz ** Calcit *
Us2	calciti- scher Dolomit	gut	hellgrau, z.T. fast weiß, braun- beige bis gelblich	fein- bis grobkristal- lin, Kris- tallglanz	dicht		Dolomit **** Quarz * Calcit **
Us3	Kalkstein	schlecht	hell- und dunkel- graue sowie weiße Bereiche	fein- kristallin	dicht, z.T. Grobporen	homogener Gesamteindruck	Quarz Calcit**** Ankerit *
Us4	Kalkstein Dolomit	mittel bis schlecht	hellbeige, hell- und dunkelgrau, z.T. bräunlich, einzelne gelbe Stücke	fein- kristallin	hellbeige feinporig bis z.T. grobporig, auch größere (3 mm) Poren, nicht rund, hellgrau: dicht	Grobporen, Spalten mit Calcitkristallen, > 31,5: Muschel- schalen, Risse, Furchen, Klüfte	Dolomit **** Calcit **** Ankerit
Us5	calci- tischer Dolomit	schlecht	hell- bis dunkel- grau, (mind. 5 Farbabstufungen) z.T. bräunlich	fein- kristallin	z.T. geschichtete Strukturen, z.T. feinporig, auch Calcitkriställchen	z.T. rostfleckig	Dolomit **** Quarz * Calcit **
Us6	Dolomit	schlecht	beige, gelb- braun, z.T. rötlich oder weiß	feinkristal- lin, z.T. größere Kristalle	feine und grobe Poren, z.T. dicht bzw. schaumporig		Dolomit **** Quarz ** Feldspäte *
Us7	Kalkstein	gut	beige, braun- beige, hellgrau	fein- kristallin	dicht, z.T. fein- bzw. grobporig	kristalline Einsprenglinge	Calcit
Us8	Kalkstein Dolomit	schlecht	weiß-grau, hell- und dunkelgrau, z.T. bräunlich bis schwarz	kristallin	dicht	von meist parallelen Glimmeradern durchzogen,	Calcit**** Dolomit**** Quarz** Microclin** Biotit, Illit
Us9	Dolomit	mittel bis schlecht	graubeige auch hellbeige, > 31,5 auch beige bis gelblich	fein- kristallin > 31,5 auch grob- kristallin	schaumporig, auch dichte Partikel mit einzelnen Poren >31,5: sehr dicht mit Grobporen	Stücke mit Klüften, brüchig, grüne Schlieren, >31,5: z.T. rostfleckig	Dolomit **** Quarz * Calcit
Uk1	Quarz Kalkstein Dolomit Feldspat Tonstein		hell/dunkelgrau z.T. grau-blau- grün, rot in 16/22, gelb- braune Teile	grob- kristallin fein- kristallin	dicht		Dolomit **** Quarz **** Calcit **** Kaolinit, Feld- späte*, Saptonit
Uk2	Dolomit Kalkstein Quarz Granit u.a.		weiß, gelb, grau, grün – je nach Material	fein- und grob- kristallin	dichte sowie porige bzw. schaumporige Bestandteile	z.T. plattige Bestandteile aufgrund ausge- prägter Parallel- textur	Calcit **** Dolomit**** Ankerit** Quarz*, Ara- gonit, Feldspäte
Uk3	Kalkstein Dolomit Quarz Granit Tonstein Porphyry u.a.		grau, graugrün, braun-gelb, braun-grau, rot – je nach Material	fein- und grob- kristallin	dichte sowie teilweise porige Bestandteile		Calcit **** Dolomit**** Quarz*, Opal* Kalifeldspat, Muskovit, Ankerit

**** > 300 cps, *** 200 - 300 cps, ** 100 - 200 cps, * 40 - 100 cps, Spuren < 40 cps; cps: counts per seconds,¹²

Tabelle 5-2: Ergebnisse der petrographischen Analyse und der Röntgenanalyse, Gesteinskörnungen aus Deutschland; Splitte: Ds; Kiese: Dk

Mate- rial	Ge- steinsart	erwar- tete Dh	Vari- ation	Farbe	Kristallinität	Gefüge	Merkmale	Ergebnisse der Röntgen- analyse
Ds1	Kalk- stein	sehr gut	1	dunkelgrau	kristallin	dicht	bis 5 mm dicke Kluftfüllung aus Calcit	Calcit**** Quarz
			2	grau-weiß	kristallin	dicht	1/10 mm breite, calcitge- füllte Haarrisie, rostfle- ckig, manganhaltig	Calcit**** Quarz
			3	grau, gelb- braun	kristallin	grobporig	Fossilabdrücke, gelb- braune Verwitterungs- farben	Calcit**** Quarz, Muscovit Tonmineralien
			4	hellgrau, grüngrau	kristallin	dicht	Calcitadern	Quarz**** Calcit, Muscovit Fluorapatit
			5	grau	kristallin	dicht	rostfarbene Anlauffarben auf Mikrokluften	Calcit**** Quarz
			6	grau	kristallin	dicht	rostfarbene bis gelblich- weiße Verwitterungs- farben, Eiseneinschlüsse	Calcit**** Quarz*
Kalk- stein		gut	1	graublau	feinkristallin	dicht	massig, homogen	Calcit**** Quarz*** Muscovit, Orthoklas, Illit, Chlorit, Braunit
			2	graugelb	feinkristallin	dicht	erkennbare Feinschichtung, dünnplattig, randlicher Tonmineralienfilm	Calcit**** Quarz** Muscovit, Orthoklas, Illit, Chlorit, Braunit
			3	gelb	feinsandig	feinporig	punktueller schwarz-brauner Einschlüsse	Calcit**** Quarz** Muscovit, Goethit
Ds3	Kalk- stein	schlecht	1	grau	kristallin	dicht	sondert plattig ab, auf Schichtflächen bräunlich- mergelige Ausbildung (primäre Eigenschaft)	Calcit**** Quarz
			2	grau, z.T. gelblich	kristallin	dicht	teilweise längliche Poren durch Fossilabdrücke	Calcit**** Quarz, Muscovit
			3	grau	kristallin	sehr porös	teilweise feinporig, teilweise große längliche Poren	Calcit**** Quarz
Ds4	Kalk- stein	schlecht	1	grau	kristallin	dicht		Calcit**** Quarz, Illit
			2	dunkelgrau	kristallin	dicht		Calcit**** Quarz, Cölestin, Muscovit
			3	grau	kristallin	dicht	dünnplattig	Calcit**** Quarz, Muscovit
			4	grau	kristallin	dicht, z.T. feinporig	dünnplattige Absonderung, randlich hellgraue mergelige Bereiche	Calcit**** Quarz, Muscovit, Kalifeldspat
			5	hellgrau		feinporig	deutliches Schaumkalkgefüge, längliche Fossilporen	Calcit**** Quarz
			6	hellgrau	feinkörnige Matrix- bereiche		1-2 cm plattige längliche Konglomerateinschlüsse	Calcit**** Quarz

Fortsetzung Tabelle 5-2

Material	Ge- steinsart	erwar- tete Dh	Farbe	Kristallinität	Gefüge	Merkmale	Ergebnisse der Röntgen- analyse	
Ds5	Kalk- stein	mittel	1	grau, braungrau	kristallin	dicht		Calcit**** Quarz, Ankerit
			2	grau	kristallin	dicht		Calcit**** Quarz
			3	grau	kristallin	dicht, grobporig	bis zu 8 mm lange Poren durch Fossilabdrücke	Calcit**** Quarz
			4	grau	kristallin	dicht	typisch plattige Abson- derungen, lagenweise braungrau Partien	Calcit**** Quarz
			5	hellgrau	kristallin	feinporig	schaumkalkähnlich	Calcit**** Quarz
Ds6	Dolomit	sehr gut	1	grau	kristallin, feinkörnig	dicht		Dolomit**** Ankerit*** Quarz* Feldspäte, Calcit
			2	gelb	feinkörnig	dicht, z.T. grobporig	Kristalle, Feinschichtung durch bräunliche Einlage- rungen, Manganbetei- ligung (in Mikrokluften schräg zur Schichtung)	Dolomit**** Ankerit*** Calcit*, Quarz
			3	grau	feinkörnig, feinsandig			Dolomit**** Ankerit** Calcit**, Quarz
			4	hellgrau	feinkörnig, feinsandig	vorrangig feinporig	viele Manganflecken	Calcit**** Ankerit** Quarz
			5	gelbbraun	sehr fein- körnig, sehr feinsandig			Dolomit**** Ankerit*, Illit, Quarz
			6	grau	teils fein- kristallin/ feinsandig	dicht	auf einigen Kluftflächen Kristallwachstum	Dolomit**** Calcit**** Quarz, Ankerit, Goethit
			7	hellgrau	feinsandig	feinporig	Manganflecken	Dolomit**** Ankerit** Calcit, Quarz
Ds7	Diabas	gut	1	grau	kristallin			u.a. Feldspat
			2	grau-grün				Augit, Calcit
			3					Chlorit
Ds8	Quarz- porphyr	schlecht	dunkelrot, weinrot		kristallin	sehr dicht, feinporös	porphyrisches Gefüge, kristalline Einsprenglinge	Quarz**** Feldspat**
Dk1	Porphy	schlecht	rot, gelb-braun, z.T. grün, grau oder weiß- rosa,		feinkristallin bzw. vereinzelt grob- kristallin	dicht, z.T. grob- und feinporöse Bestand- teile	porphyrisches Gefüge, rötliche Matrix, grau- grüne Einsprenglinge (z.T. Quarz bzw. Feldspat), z.T. Schichtstrukturen	Quarz**** Feldspat**
Dk2	Porphy u.a.	mittel bis schlecht	rot, gelb-braun, z.T. grün/grau/weiß-rosa, auch hell/dunkelgrau		kristallin	dicht, feinporös	porphyrisches Gefüge, quarzitische und calcitische Bestandteile	Quarz**** Feldspat** Calcit****
Dk3	Quarz	gut	weiß, hellgrau z.T. gelb-braun, vereinzelt dunkelgrau		kristallin	sehr dicht	rostfleckige Schlieren	Quarz****
Dk4	Kalk- stein	gut	hellgrau		kristallin	dicht		Calcit****

**** > 300 cps, *** 200 - 300 cps, ** 100 - 200 cps, * 40 - 100 cps, Spuren < 40 cps; cps: counts per seconds;¹²
 Cölestin: SrSO₄; Clinoclor: Tonmineralien; Goethit: FeO(OH); Ankerit: Ca(Mg, Fe)(CO₃)₂

5.3 Bestimmung der Wasseraufnahme

In Abhängigkeit der offenen Porosität nehmen die Gesteine und Gesteinskörnungen unterschiedlich Wasser auf. Die Bestimmung der Wasseraufnahmen ist ein einfaches Verfahren /214, 215/ ohne spezielle Apparaturen, erstreckt sich allerdings über 4 - 5 Tage. Wie in den Kapiteln 3 und 4 beschrieben, eignet sich jedoch die Wasseraufnahme - selbst bei Heranziehen des Sättigungsgrades - nicht für Prognosen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der Gesteinskörnungen im Beton. Bei den Materialien aus den USA zeigen bis auf den Splitt Us2 und den Kies Uk1 alle Materialien Wasseraufnahmen $> 2 \%$. Die stärkste Wasseraufnahme wurde mit 4 - 5 % für das Material Us6 verzeichnet, was tendenziell auf die schlechtesten Dauerhaftigkeitswerte verweisen könnte.

Unter den deutschen Materialien weisen die Porphyrsplitt und -kiese Wasseraufnahmen $> 2 \%$ auf.

Da unter den Materialien mit den hohen Wasseraufnahmen bekanntlich einige sind, die gute Dauerhaftigkeiten in der Praxis zeigten (Tabelle 5-1, Tabelle 5-2), verdeutlicht sich, dass nicht die bei der Wasseraufnahme widerspiegelte Gesamtporosität allein, sondern auch andere Faktoren, z.B. die Porengrößenverteilung der Gesteinsmaterialien, eine wichtige Rolle spielen.

Die Materialkennwerte sind im Anhang 4 in Tabelle 10-2 und Tabelle 10-3 zusammengestellt.

5.4 Quecksilberhochdruckporosimetrie MIP

Bei der Untersuchung der Porengrößenverteilung mittels Quecksilberhochdruckporosimetrie (MIP) kommen nur sehr geringe Probenmengen von ca. 5 g zum Einsatz. Bei einer Bestimmung der Porengrößenverteilung einer heterogenen Gesteinskörnung kann dabei mit ein bis drei Proben kein repräsentatives Ergebnis erzielt werden. Außerdem ist der Versuch, wenn auch nicht zeitaufwendig, kostenintensiv. Weiterhin müssen die Proben ein bestimmtes Porenvolumen im Messbereich besitzen, damit eine ordnungsgemäße Messung möglich ist. Es werden ebenfalls nur die Größen der Porenöffnungen erfasst, wobei hier die sogenannten „ink bottle“ Poren zu Verfälschungen der Ergebnisse führen können.

Die Porencharakteristik eines homogenen Materials kann mittels MIP erfasst werden. Dies ist anhand der Vergleichskurven im betrachteten Feinporenbereich bis 20 μm von Proben eines Gesteinsmaterials, jedoch von unterschiedlichen Fraktionen, ersichtlich (Diagramm 5-1).

Über vorherige petrographische Analysen können jedoch heterogene Gesteinskörnungen in ihre Gesteinsvariationen sortiert werden. Dabei wird nicht nur nach Materialart bei Gesteinsgemischen, sondern auch nach Struktur, z.B. dicht, porös, schaumporig, bei Materialien gleicher mineralogischer Zusammensetzung unterteilt. Die Unterschiede zwischen den einzelnen homogenen Variationen werden u.a. im (Diagramm 5-2) deutlich. Über die Anteile der Variationen im Gesteinsgemisch kann abgeschätzt werden, wie sehr sich kritische Variationen auf das Materialverhalten insgesamt auswirken.

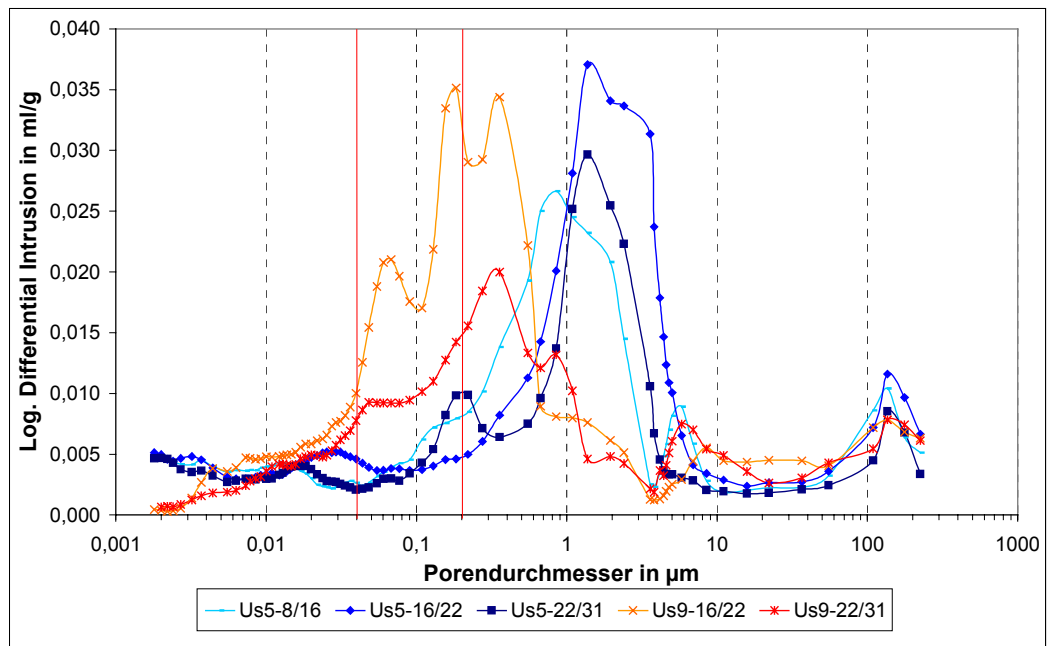


Diagramm 5-1: Porengrößenverteilung, Beispiel Us5 und Us9

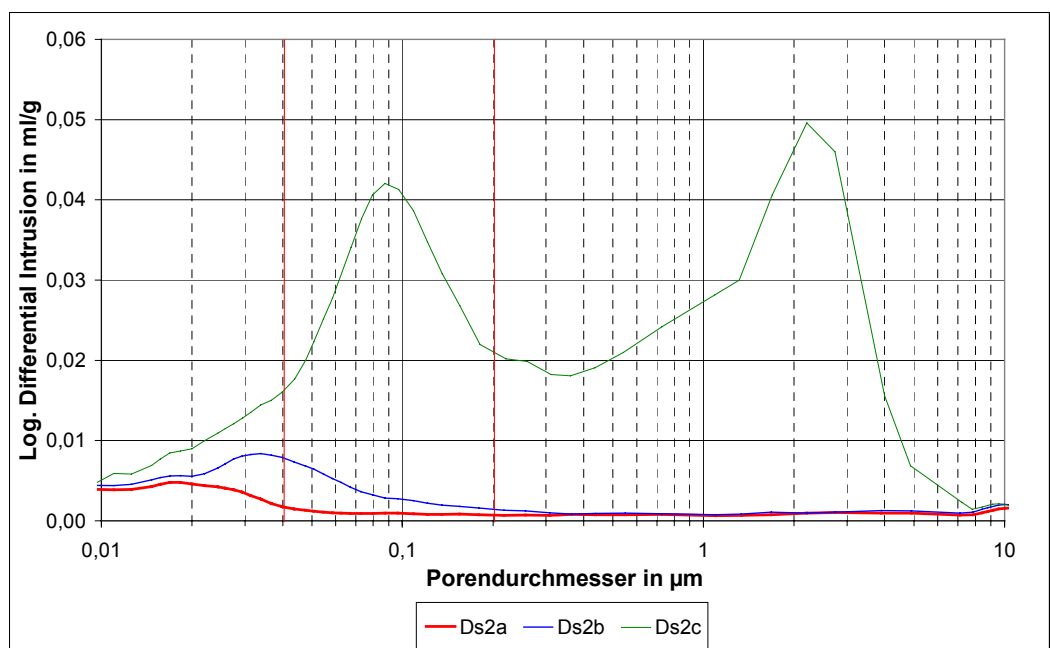


Diagramm 5-2: Porengrößenverteilungen der unterschiedlichen Variationen des Materials Ds-2, Fraktion 8/16

Über die Ermittlung der Poren im kritischen Porengrößenbereich von 0,04 - 0,2 µm kann ein potentiellcs Dauerhaftigkeitsproblem der jeweiligen Gesteinsvariation erkannt werden (wie in Kapitel 4 gezeigt), denn Poren in diesem Bereich sind nach /24, 164/ für geringe Frostwiderstände verantwortlich. Allerdings wird die Wirkung kritischer Poren durch größere bzw. vorhandene Grobporen abgemindert, denn in diese kann das Wasser ausweichen, wenn es infolge des hydraulischen Druckes durch das Porensystem gepresst wird. Dies ist z.B. beim Dolomit der Fall. Wie sich nun die kritischen Poren im Gesamtporensystem auswirken, kann mittels MIP nicht erfasst werden. Hierzu müssen andere Versuche, z.B. WHFT oder Betontests, herangezogen werden.

Die MIP-Ergebnisse der deutschen Kiese und Splitte sind in Diagramm 5-3 aufgeführt, allerdings nur von den Materialien, welche Poren im kritischen Bereich zeigten. Demzufolge sind die Gesteine Ds4, Dk1, Dk2 und die Variation Ds2c tendenziell als frostkritisch zu betrachten. Die anderen Proben (Ds1, Ds2a und Ds2b, Ds3-G, Ds5-Rd, Ds6-D) wiesen keine Maxima und auch nur geringe Füllmengen im beschriebenen Bereich auf und wurden daher zwecks Übersichtlichkeit nicht dargestellt.

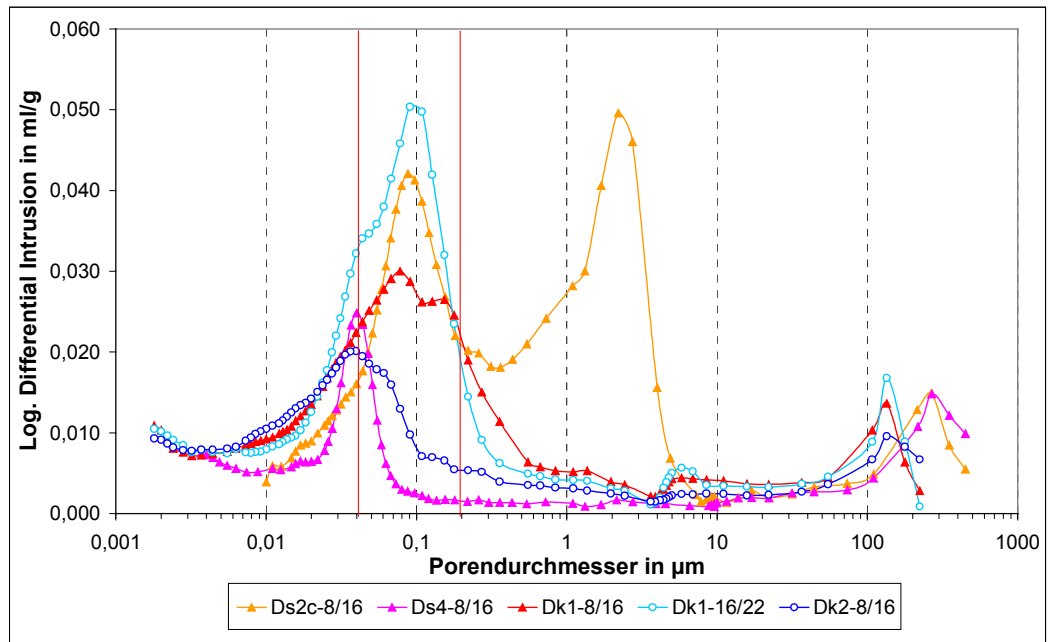


Diagramm 5-3: MIP-Kurven der deutschen Materialien mit kritischer Porenverteilung, Fraktion 8/16 und 16/22

An ausgewählten US-Materialien wurde u.a. von der Fraktion 16/22 eine Porengrößenverteilung ermittelt (Diagramm 5-4). Allerdings liegen die Maxima nicht immer im kritischen Bereich, sondern am Rand oder knapp außerhalb. Manche Peaks sind außerdem sehr schmal oder breit, so dass eine quantitative Erfassung der Volumenanteile notwendig ist, um Prognosen hinsichtlich Dauerhaftigkeit vornehmen zu können. Im folgenden Diagramm 5-5 sind die Anteile an kritischen Poren von 0,04 - 0,2 µm im erfassten Porenbereich von 0,002 - 300 µm dargestellt. Demnach sind die Materialien Us3, Us6 und Us9 tendenziell hinsichtlich Frostangriff als weniger widerstandsfähig einzustufen.

Ergebnisse des MIP-Tests sind im Anhang 4 in Tabelle 10-4 und Tabelle 10-5 zusammengestellt.

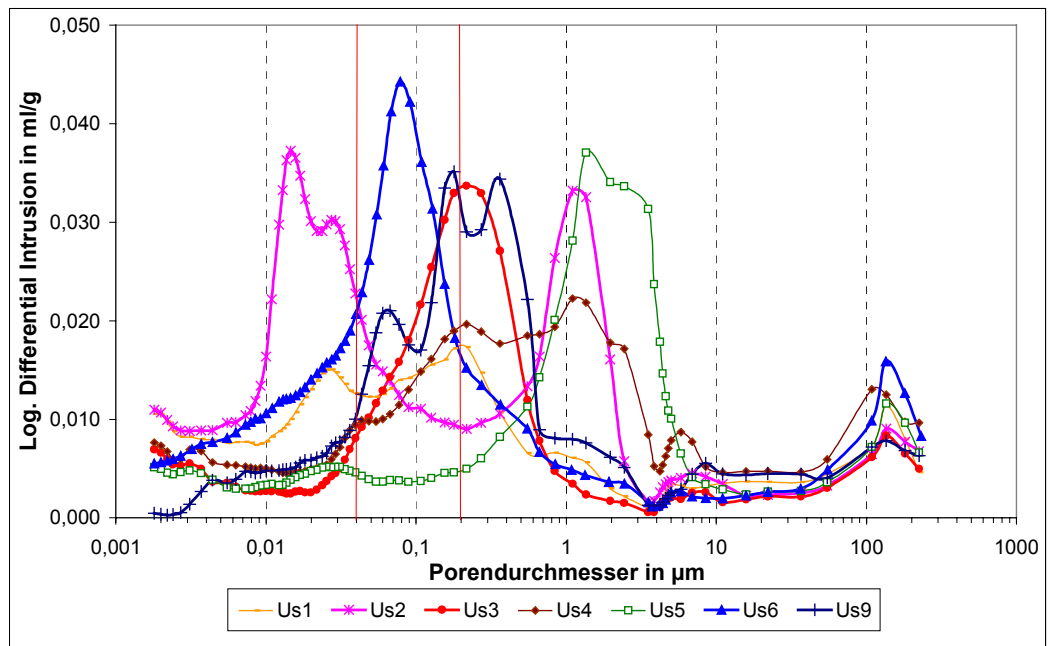


Diagramm 5-4: Porengrößenverteilung der US-Materialien, Fraktion 16/22

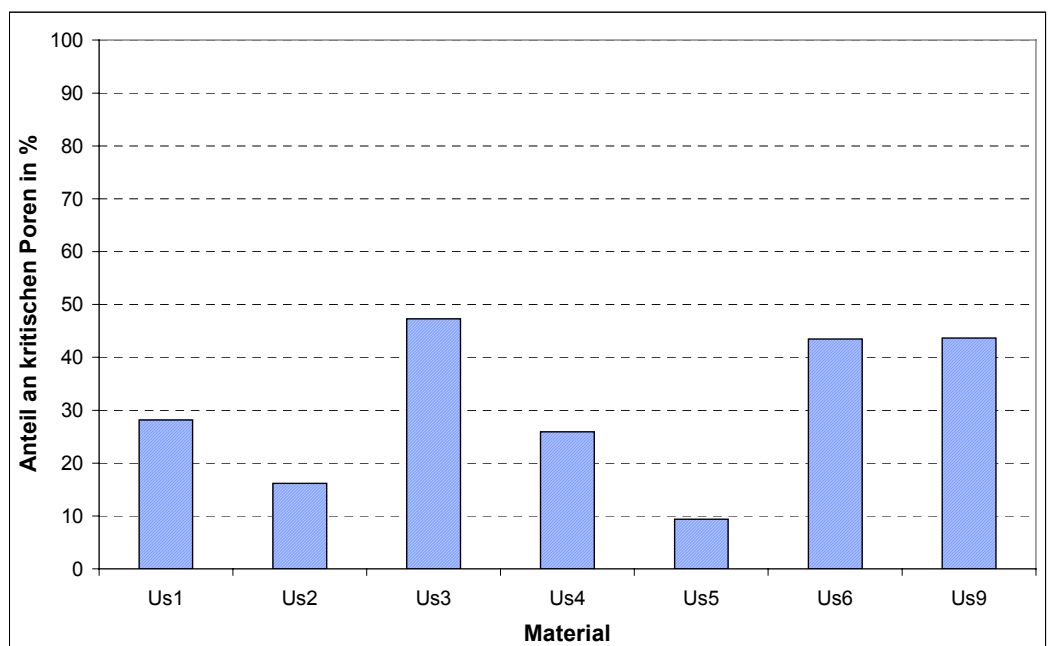


Diagramm 5-5: Anteil an kritischen Poren (Porenvolumen im Bereich 0,04 - 0,2 µm) im Bereich von 0,002 - 300 µm, US-Material, Fraktion 16/22

5.5 Wärmeausdehnungskoeffizient α_{tech}

Mit Hilfe des Dilatometers /165/ sollten die als Zuschlag für Beton verwendeten Natursteine bezüglich des Längenänderungsverhaltens im Tieftemperaturbereich untersucht werden. Selbst wenn, wie in der Literatur /6/ beschrieben, ungleiche Temperatureausdehnungskoeffizienten zwischen den einzelnen Betonkomponenten als Ursache für mögliche Frostschädigungen auszuschließen sind, so können doch die Gefügeänderungen im Zuschlag infolge von Temperaturänderungen im Zusammenwirken mit anderen Einflussfaktoren (Feuchtigkeit) bzw. Mechanismen (Feuchteaufnahme) zu einer Schädigung beitragen. Dabei

sind Vorgänge und deren mögliche Auswirkungen infolge Temperaturänderungen oberhalb des Gefrierpunktes mit in die Betrachtungen einzubeziehen.

Als Gerät zur elektronischen Messung der Längendehnung stand das LINSEIS-Dilatometer L 75/30 zur Verfügung. Die Probekörper mit den Abmessungen 10 mm x 10 mm x 20 mm (bzw. 8 mm x 8 mm x 20 mm) wurden entweder aus den an der jeweiligen Abbaustelle im Steinbruch entnommenen Gesteinskörpern bzw. aus dem im Labor zu den gewünschten Fraktionen zu brechenden Schotterstücken gesägt. Bei den aus den USA stammenden Materialien konnten die Probekörper ebenfalls aus groben Zuschlagkörnern gewonnen werden.

Mit diesen Untersuchungen verhält es sich ähnlich wie mit den MIP-Untersuchungen. Als Untersuchungsobjekt kommen nur kleine Materialproben zum Einsatz. D.h. bei Messungen an Natursteinen sind mittels dilatometrischer Untersuchungen ohne eine relativ große Anzahl an Proben keine repräsentativen Aussagen für die Gesteinskörnungen zu gewinnen. Mittels petrographischer Analysen können jedoch wiederum bestimmte Varietäten, z.B. die in der Körnung am Häufigsten vorkommenden, ermittelt und geprüft werden. Die Herstellung der Probekörper erfordert neben entsprechenden Korngrößen, d.h. Gesteinskörnungen > 25 mm, auch das Vorhandensein entsprechender Säge-technik und eine sehr hohe Präzision bei der Probenherstellung. Neben der Gerätetechnik für die Prüfung sind außerdem flüssiger Stickstoff notwendig sowie eine Gesamtversuchsdauer von einem Tag pro Probekörper plus Gerätekalibrierung und Auswertung einzuplanen.

In der ersten Versuchsreihe zur Erfassung der Längenänderung und der Ermittlung des Ausdehnungskoeffizienten α_{tech} wurden folgende Varietäten (siehe auch Tabelle 5-1 und Tabelle 5-2) untersucht:

Ds1	Varietät 1	Kalkstein, dunkelgrau, dicht, kristallin, ohne calcitgefüllten Kluftbereich
Ds3	Varietät 1	Wellenkalk, grau, kristallin, dicht
Ds4-a	Varietät 5	Schaumkalk, hellgrau, feinporig
Ds4-b	Varietät 3	Wellenkalk, grau, kristallin, dicht
Ds5-a	Varietät 3	Muschelkalk, grau, kristallin
Ds5-b	Varietät 4	Wellenkalk, hellgrau, kristallin, dicht
Uk2-a	Varietät 1	Plutonit, quarzreich, rot-weiß
Uk2-b	Varietät 2	schieferähnliche Textur, dunkel, enthält Glimmer
Uk3	Varietät 3	Plutonit, weiß/rosa/grau

Die Messungen erfolgten in einem Temperaturbereich von -30 bis +100°C. Hierfür musste das Gerät mit einem Kryo-Ofen ausgestattet werden. Über die mit Stickstoff gekühlte Ummantelung wird die Innenraumtemperatur des Ofens und somit auch die Probe auf -60°C herabgesetzt und während der Messungen mit 1 K/min bis 100°C aufgeheizt. Für die Tieftemperaturmessungen dienen NiCr-Ni-Thermoelemente.

Die Erfassung der Messdaten sowie die Berechnung des technischen Ausdehnungskoeffizienten α_{tech} , d.h. den gerätespezifischen thermischen Ausdehnungskoeffizienten α_T ,

erfolgt durch die Software ADiTi. Die Messgenauigkeit beträgt bei Probelängen von 20 mm $\pm 2\%$.

Dieser Fehleranteil kann durch Ausdehnung des Messsystems, welche sich auf die Längenänderung des Probekörpers auswirkt, durch das Temperaturgefälle im Messsystem sowie durch geringe Eichfehler des Verstärkers entstehen.

Tabelle 5-3: Ergebnisse der Dilatationsmessungen (Bezugstemperatur für α_{tech} : -30°C ; Probekörper: trocken)

1	2	3	4	5	6
Material	α_{tech} in $10^{-6}/\text{K}$ -20°C	α_{tech} in $10^{-6}/\text{K}$ 0°C	α_{tech} in $10^{-6}/\text{K}$ 20°C	α_{tech} in $10^{-6}/\text{K}$ 60°C	$\Delta\alpha_{\text{tech}}$ im Bereich -20 bis $+20^{\circ}\text{C}$
Ds1	3,44	3,13	3,13	3,50	0,31
Ds3	2,24	2,59	3,22	4,07	1,09
Ds4-a	2,50	2,23	2,42	2,93	0,46
Ds4-b	3,27	3,64	4,06	4,23	0,79
Ds5-a	4,82; $(-10^{\circ}\text{C}; 4,93)$	4,81	4,77	4,96	0,05
Ds 5-b	4,67	4,85	4,52	4,54	0,51
Uk2-a	7,78	7,26	7,5	7,53	0,76
Uk2-b	0,76; $(-10^{\circ}\text{C}; 0,90)$	1,00	3,15	4,71	2,39
Uk3	5,90	6,06	7,04; $(40^{\circ}\text{C}; 6,88)$	7,00	1,14

Bei Temperaturen von -20°C bis 60°C ¹³ weisen die Kalksteine technische Ausdehnungskoeffizienten im Bereich von $2,23$ bis $4,96 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ auf (Tabelle 5-3).

Anhand der in Tabelle 5-3 aufgeführten Werte der Ausdehnungskoeffizienten bei den jeweiligen Temperaturen sowie dem Entwicklungsverlauf von α_{tech} im betrachteten Temperaturbereich (Spalten 2 bis 5) ist ersichtlich, dass z.T. erhebliche Schwankungen beim Übergang in den Tieftemperaturbereich (Spalte 3 / 0°C : Ds4-a, Ds5-b, Uk2-a) auftreten. Derartige Verläufe sind gesteinsindividuell und abhängig von den jeweiligen Quarzanteilen oder auch den Gehalten an Glimmer- bzw. Tonmineralien. Ohne eine genauere Gefügebetrachtung sind hierfür keine Aussagen zu treffen. Vermutet werden kann nur, dass derartige Schwankungen erhöhte Spannungen hervorrufen im Vergleich zu Materialien mit einer stetigen Längenänderung. Hierfür müsste allerdings eine Bestätigung in weiteren Versuchen gefunden werden.

Stellt man die Änderungen der Ausdehnungskoeffizienten $\Delta\alpha_{\text{tech}}$ im Temperaturbereich -20 bis $+20^{\circ}\text{C}$ gegenüber (Spalte 6), so sind bei den Kalksteinproben Ds3 und Ds4-b höhere Werte festzustellen im Vergleich zu Ds1 und Ds5-a. Ebenfalls höhere Werte zeigen die amerikanischen Vergleichsproben. Auch wenn die Unterschiede gering sind, so kann man sie doch als wertbare Tendenzen bezeichnen. Selbst wenn diese beobachteten Vorgänge keinen intensiven Einfluss auf die Frostgefährdung der Zuschläge bzw. die Rissbildung ausüben, so kann dieser kleine Faktor im Zusammenwirken mit einer Reihe anderer Vorgänge den Auslöser einer Zerstörung darstellen.

Auffällig hinsichtlich einer möglichen Frostgefährdung sind neben den USA-Materialien folgende Variationen: Ds3, Ds4-a und Ds4-b, Ds5-a. Der Anteil entsprechender Variationen im Gesteinsgemenge und somit sein Gefährdungspotential kann über die petrographische Analyse geklärt werden.

¹³ in Praxis im Straßenbeton mögliche Temperaturen

Feuchteinfluss

In weiteren Dilatometeruntersuchungen wurde die Abhängigkeit der Ausdehnungskoeffizienten von unterschiedlichen Feuchtezuständen (A: trockene Proben; B: unter Atmosphärendruck wassergesättigte Proben; C: unter Vakuum wassergesättigte Proben) näher analysiert. Dabei kamen jeweils 3 verschiedene Variationen bzw. unterschiedlich verwitterte Variationen zweier Zuschlagmaterialien, d.h. ein dolomitischer Kalksteinsplitt aus den USA und 1 Wellenkalk Kalksteinsplitt Ds2 aus Deutschland, zur Anwendung:

- Us6-1 dolomitischer Kalkstein, grau; unverwitterter Kernbereich des Gesteines
- Us6-2 dolomitischer Kalkstein, grau-gelb geschliert; Übergangsbereich Verwitterungszone-Kernbereich
- Us6-3 dolomitischer Kalkstein, gelb; Verwitterungsbereich/Randbereich des Gesteines
- Ds2-1 Wellenkalk, grau-blaue, feinkristallin, dicht, massig, homogen
- Ds2-2 Wellenkalk, grau-gelb, feinkristallin, dicht, erkennbare Feinschichtung, dünnplattige, schieferartige Absonderungen
- Ds2-3 Wellenkalk, gelb, feinsandig, feinporig, punktuelle bräunlich-schwarze Einlagerungen

Dabei spielten die unterschiedlichen Wasseraufnahmen in Abhängigkeit des Verwitterungszustandes und der Porenstruktur der Variationen eine bedeutende Rolle. Der Einfluss unterschiedlicher Wasseraufnahmen der verschiedenen Variationen Us6-1 bis Us6-3 machte sich in der zunehmenden Längenänderung (Tabelle 5-4, Spalte 7) und der tendenziellen Erhöhung des technischen Ausdehnungskoeffizienten (Tabelle 5-4, Spalte 2), besonders im Temperaturbereich unter 0°C, deutlich.

Tabelle 5-4: Ergebnisse der dilatometrischen Untersuchungen (Bezugstemperatur für α_{tech} : -60°C; A: trockene Proben; B: unter Atmosphärendruck wassergesättigte Proben; C: unter Vakuum wassergesättigte Proben)

1	2	3	4	5	6	7	8
Material	α_{tech} in $10^{-6}/\text{K}$, -20°C	α_{tech} in $10^{-6}/\text{K}$, 0°C	α_{tech} in $10^{-6}/\text{K}$, 20°C	α_{tech} in $10^{-6}/\text{K}$, 60°C	$\Delta\alpha_{\text{tech}}$ in $10^{-6}/\text{K}$, -20 bis +20°C	Δl in μm bei -20°C	Δl in μm bei 60°C
Us6-1 A	6,82	6,42	6,62	7,41	0,20	4,14	16,40
Us6-1 B	4,62	4,99	5,67	6,62	1,05	2,36	14,39
Us6-1 C	7,69	6,85	6,03	6,62	1,66	4,27	13,95
Us6-2 A	6,38	6,33	6,50	7,25	0,12	4,58	16,69
Us6-2 B	8,49	6,69	6,37	6,79	2,12	4,13	13,50
Us6-2 C	6,45	4,75	4,19	4,94	2,26	4,86	11,49
Us6-3 A	8,25	7,85	7,00	8,09	1,25	5,04	17,66
Us6-3 B	9,16	6,50	5,93	6,64	3,23	6,13	14,60
Us6-3 C	8,62	4,19	4,01	5,12	4,61	4,89	10,19
Ds2-1 A	4,87	5,14	5,49	5,33	0,62	2,79	11,54
Ds2-1 B	4,50	5,06	5,63	5,47	1,13	2,35	11,79
Ds2-2 A	4,52	4,48	4,87	4,85	0,35	3,00	10,94
Ds2-2 B	4,27	4,92	5,36	5,21	1,09	2,63	11,63
Ds2-3 A	2,53	2,83	3,34	3,71	0,81	1,70	8,55
Ds2-3 B	2,79	2,71	3,11	3,30	0,32	1,85	7,48
Ds2-3 C	2,72	2,49	2,86	3,26	0,14	1,54	7,14

Wie anhand von Spalten 2 und 7 (Tabelle 5-4) erkennbar, weist bei -20°C die dichte ungestörte Probe Us6-1 sowohl im trocknen als auch im gesättigten Zustand geringere Ausdehnungskoeffizienten und geringere Längenänderungen auf als die verwitterte Probe Us6-3. Bei Temperaturen über 0°C sind die Ausdehnungskoeffizienten (Spalten 4 und 5) bzw. die Längenänderungen (Spalte 8) der trockenen Proben primär von der mineralogischen Zusammensetzung abhängig, im gesättigten Zustand gewinnt der Struktureinfluss an Bedeutung.

Die US-Proben für die Messungen A und C waren identisch, bei A erfolgte die Messung lediglich im trockenen Zustand und bei C war die Probe vakuumgesättigt. Klar erkennbar ist, dass die gesättigte Probe bei -20°C jeweils den höheren α_{tech} -Wert aufweist. Wasser (genauer Eis) besitzt bei Temperaturen unter 0°C einen ca. 5mal höheren Ausdehnungskoeffizienten als die Natursteine.

Gleiche Aussagen zu den α_{tech} -Werten treffen für Probe Ds2-3 A und C zu.

Anhand der Dichteanomalie des Wassers ist zu vermuten, dass die Proben im feuchten Zustand im Bereich um 0°C ein anderes Verhalten aufweisen. Besonders deutlich werden die Unstetigkeiten im Bereich um 0°C an den Schwankungsbreiten der Ausdehnungskoeffizienten (Tabelle 5-4, Spalte 6) sowie anhand der Längenänderungskurven in Diagramm 5-6 (markierter Bildausschnitt). Derartige Unstetigkeiten können Spannungen im Material verursachen, die in der Summe aller auf die Gesteine wirkenden Einflüsse einen Beitrag zu einem möglichen Schaden leisten.

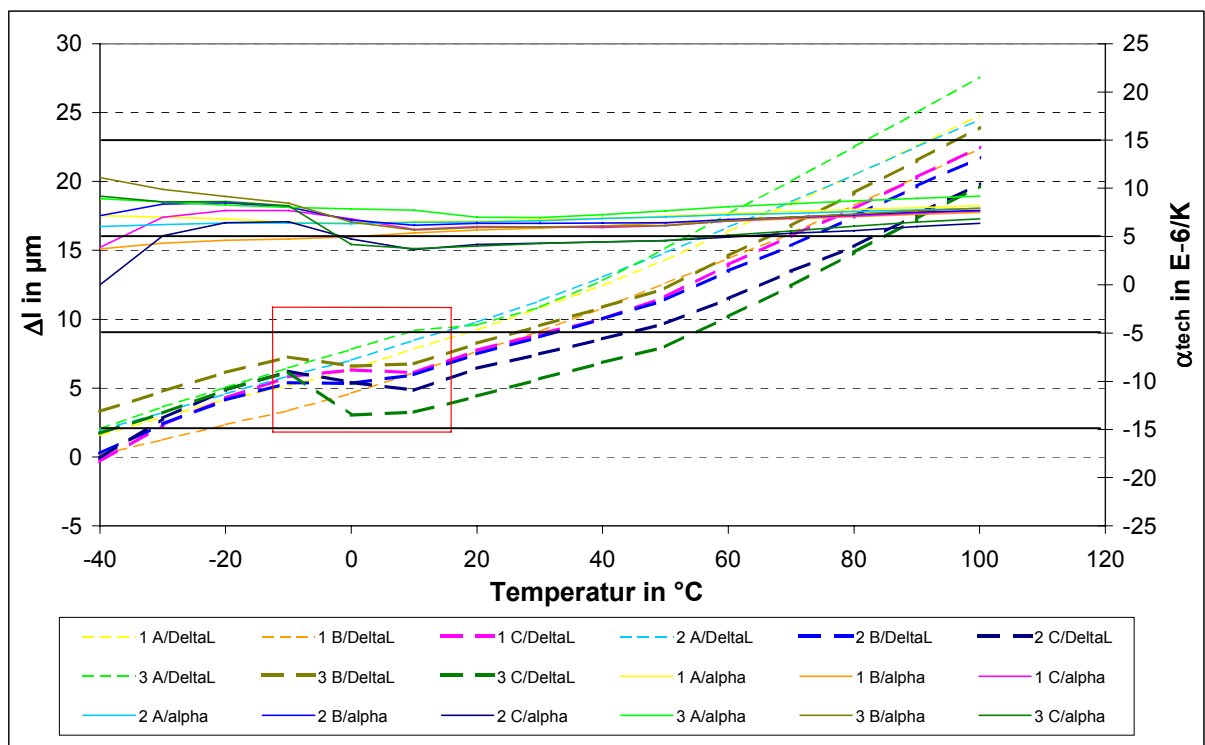


Diagramm 5-6: Ergebnisse der dilatometrischen Untersuchungen, α_{tech} - und Längenänderungskurven

Hinsichtlich der Ausdehnungskoeffizienten der feucht gemessenen Proben (unter Atmosphärendruck eingestellten Feuchtgrade, Messung B) kann keine Systematik (steigende

oder fallende Werte) sowohl zu dessen temperaturabhängigen Änderung als auch im Vergleich zu den Trockenwerten erkannt werden. Jede Variation verhält sich im feuchten Zustand (nicht gesättigt) anders - in Abhängigkeit von ungefüllten Poren sowie in Abhängigkeit der Gesteinszusammensetzung und Gesteinsstruktur.

Bei den Ds-Proben (aus Deutschland stammende Gesteinsproben) ist im Gegensatz zu den Us-Proben (Gesteine aus den USA) ein Abfall des Ausdehnungskoeffizienten mit zunehmender Entfernung vom dichten, massigen, homogenen Gestein zu verzeichnen. Die Ausdehnungskoeffizienten der Proben Ds2-1 und Ds2-2 sind untereinander relativ ähnlich. Deutlich geringere Ausdehnungskoeffizienten weist die Probe Ds2-3 auf. Dies kann auf geringere Quarzgehalte zurückzuführen sein, denn Quarz besitzt den höchsten Ausdehnungskoeffizienten aller gesteinsbildenden Minerale. Möglicherweise kompensiert auch die sehr poröse Struktur Dehnungen. Allerdings zeigt die Variation Ds2-3 durch die hohe Porosität die mit Abstand höchste Wasseraufnahme, die wiederum den geringen Quarzgehalt hinsichtlich der Längenänderung kompensieren müsste. Sicherlich wirkt hier neben den vielen sich beeinflussenden Größen die kleine Probe mit ihrer geringen Repräsentativität ein.

Da wie bereits erwähnt ein unstetes Längenänderungsverhalten Spannungen erzeugen könnte, wurden auch hier zusätzlich die Unterschiede der Ausdehnungskoeffizienten bei verschiedenen Temperaturen betrachtet. Tendenziell sind auch die Unterschiede in den α_{tech} -Werten bei den gesättigten Proben größer im Vergleich zu den trockenen Proben.

Zusammenfassung der dilatometrischen Untersuchungen

Anhand dieser beiden Versuchsreihen hat sich gezeigt, dass unterschiedliche Strukturen, mineralogische Zusammensetzungen und Verwitterungsgrade Einfluss auf den Ausdehnungskoeffizienten ausüben. Dabei spielt die mineralogische Zusammensetzung (durch Verwitterung beeinflusst) bei trockenen Proben die primäre Rolle, bei feuchten Proben hingegen hat die Struktur (ebenfalls durch Verwitterung beeinflusst) den stärkeren Einfluss.

Durch die Kurvenverläufe von α_{tech} und Δl , insbesondere durch die Schwankungen bzw. Unstetigkeiten in den Kurvenverläufen können auftretende Spannungen erkannt werden. Vor allem der Einfluss eines hohen Sättigungsgrades auf innere Spannungen konnte klar anhand des Längenänderungsverhaltens veranschaulicht werden. Gesättigte Proben weisen zudem im Vergleich zu den Trockenproben im Temperaturbereich unter 0°C deutlich höhere α_{tech} -Werte auf infolge der Ausdehnung des Eises. Bei Temperaturen > 0°C verhält es sich umgekehrt (Feuchtwerte < Trockenwerte), wobei der Unterschied zwischen trockenen und gesättigten Proben größer wird mit abnehmend dichter Struktur bzw. zunehmender Verwitterung.

Problematisch für die Nutzung des Verfahrens als Schnelltest für Zuschläge sind die verschiedensten Einflüsse auf die Ergebnisse (Probenrepräsentativität, Porosität und Wasseraufnahme, Sättigungsgrad, mineralische Zusammensetzung). Insbesondere aufgrund der mineralischen Zusammensetzung weisen die unterschiedlichen Gesteine unterschiedliche Ausdehnungskoeffizienten auf. Z.B. werden sich Schwankungen im Kurvenverlauf um $1 \cdot 10^{-6}/\text{K}$ bei hohen Ausdehnungskoeffizienten anders auswirken als bei relativ niedrigen Ausdehnungskoeffizienten der Gesteine. Aus diesem Grund würde es auch schwierig werden, Grenzwerte zu finden, welche eine Klassifizierung der Materialien in frostkritisch bzw. nicht-frostkritisch ermöglicht.

5.6 Bestimmung des Tonmineraliengehaltes mittels Methylenblau-Test

Die Bestimmung des Tonmineraliengehaltes mittels Methylenblau-Test /219/ wird u.a. zur Qualitätsanalyse von Füllern für Beton verwendet. Ziel ist es dabei, den Gehalt an kritischen quellfähigen Tonmineralien zu ermitteln. Bei Analyseergebnissen von $< 1,2$ g Methylenblau/100 g Probe besteht bei Füllern keine Gefahr eines zu hohen Gehaltes an quellfähigen Tonmineralien. Da Gesteine ebenfalls quellfähige Tonmineralien enthalten können, bietet sich dieser Test ebenfalls für die Untersuchung von Betonzuschlägen an. Für Gesteine gibt es allerdings keinen Grenzwert. Deshalb dienen die Ergebnisse nur zur tendenziellen Orientierung. Wie in Diagramm 5-7 ersichtlich, weisen die deutschen Kalksteine Ds2 - Ds6 gegenüber den amerikanischen Materialien die höheren Tonmineraliengehalte auf, wobei das Material Ds4 als tendenziell am kritischsten zu sehen ist. Allerdings überschreitet kein Material den fiktiven Grenzwert von $VB = 1,2$ g Methylenblau/100 g Probe. Die Ergebnisse liegen im Bereich von 0,01 bis 0,7 g MBL/ 100 g Probe. Die vorwiegend dolomitischen US-Gesteine weisen geringere VB-Werte auf, wobei hier für das Gestein MK der höchste Wert ermittelt wurde.

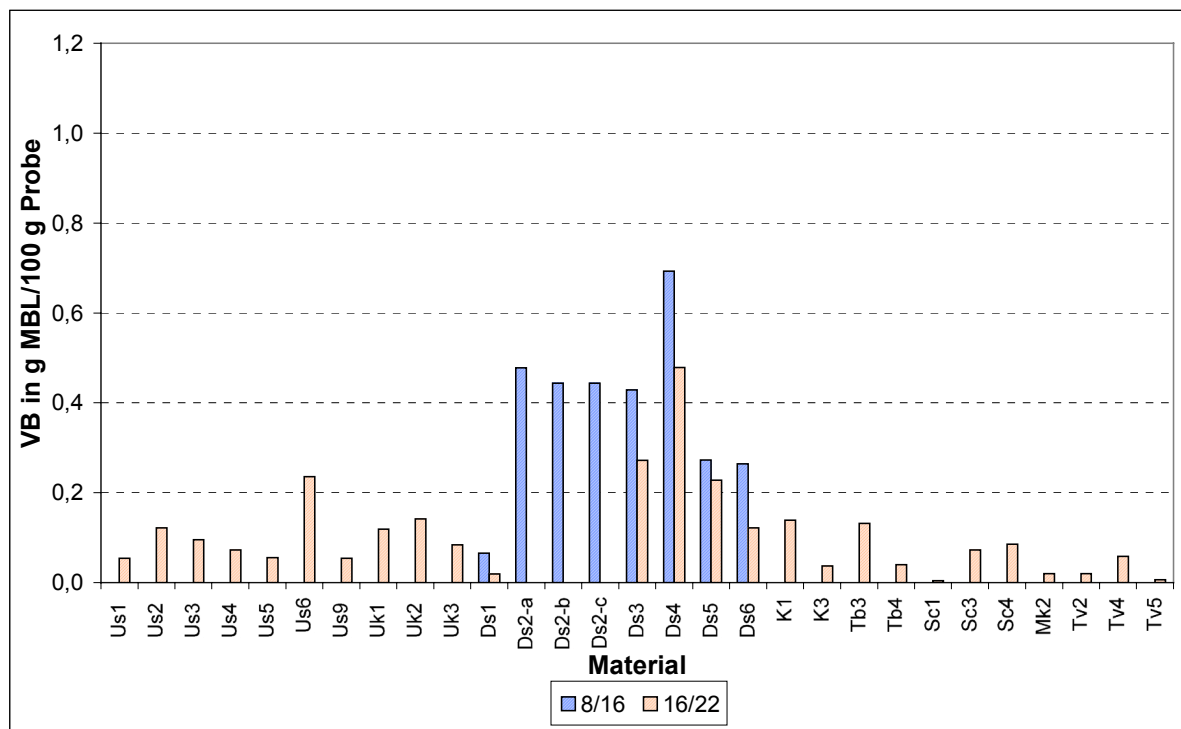


Diagramm 5-7: Ergebnisse des Methylenblau-Tests an Fraktionen 8/16 und 16/22

Anhand dieses Verfahrens kann man die Gesteine nicht in frostwiderstandsfähig bzw. in frostkritisch unterteilen. Es gibt lediglich Auskunft darüber, ob Schädigungen teilweise dem Vorhandensein quellfähiger Tonmineralien zugeschrieben werden müssen.

Deutlich wird auch, dass die feineren Fraktionen höhere Tonmineraliengehalte aufweisen, als die Gröberen.

Die Probenaufbereitung (Aufmahlen) ist unkompliziert. Nach Bestimmung der spezifischen Oberfläche, wobei alle Proben mindestens 10 000 Blaine aufweisen sowie untereinander Werte in vergleichbarer Größenordnung besitzen sollten, kann unter Verwendung einer nach

Vorschrift hergestellten Methylenblaulösung und einer Bürette der Tüpfeltest durchgeführt werden. Nach wenigen Minuten sind die Ergebnisse zu erwarten.

Die Tonmineraliengehalte sind im Anhang 4 in Tabelle 10-2 und Tabelle 10-3 aufgeführt.

5.7 Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Prüfung an Gesteinskörnungen nach DIN 52104 Teil 1 und 3

5.7.1 DIN 52104 - Prüfkriterien

Die Prüfverfahren nach DIN 52104 Teil 1 und DIN 52104 Teil 3 dienen zur Untersuchung des Frost-Tau- (Teil 1) bzw. Frost-Tausalz-Widerstandes (Teil 3) von Gesteinskörnungen für Beton. Sie unterscheiden sich lediglich in der anzuwendenden Prüflösung, d.h. Wasser im Teil 1 und 1 %ige NaCl-Lösung im Teil 3. Das Verfahren ist unkompliziert und unter der Voraussetzung einer vorhandenen handelsüblichen Prüfapparatur besteht ein relativ geringer Zeit- und Materialbedarf (14 Tage, Wasser bzw. NaCl-Lösung).

Ein Prüfkriterium für eine frost-tausalz-beständige Gesteinskörnung liegt allerdings nur vor für den Versuch mit Wasser als Prüflösung nach DIN 4226-1 und ZTV Beton-StB 01 mit jeweils einer Abwitterung $\leq 1,0$ %. Nach DIN 4226-1 können für die Versuche mit NaCl-Lösung entsprechend DIN EN 1367-1 keine allgemein anwendbaren Anforderungswerte angegeben werden. Es wird lediglich empfohlen, bei Masseverlusten > 8 % Untersuchungen am Beton anzuschließen.

5.7.2 Problematik der Ergebnisse nach DIN-Kriterium

Um die Aussagekraft dieses Verfahrens genauer zu bewerten und vor allem um die Korrelationen zu anderen Frost-Tausalz-Widerstandsprüfungen an Gesteinskörnungen und Beton (und somit auch zur Praxis) zu hinterfragen, kamen im Test 36 Gesteinskörnungen unterschiedlicher Gesteinsarten und Qualitäten zur Anwendung. Im Ergebnis der Prüfungen u.a. an verschiedenen Kalksteinen, Dolomiten, Porphyren und Quarzkiesen der Fraktionen 8/16, 16/22 und 22/31,5 wurden Masseverluste in folgenden Größenordnungen festgestellt:

Masseverlust bei Befrostung unter Wasser	0,1 - 7,1 %
Masseverlust bei Befrostung in NaCl-Lösung	0,2 - $> 60,0$ %

Die Einzelergebnisse sind im Anhang 4 in Tabelle 10-4 und Tabelle 10-5 aufgeführt sowie am Beispiel der Fraktion 16/22 in Diagramm 5-8 dargestellt. Die Ermittlung der Masseverluste erfolgte entsprechend der Vorgehensweise nach DIN 52104. Demnach gilt als Masseverlust nur die Masse an Bestandteilen, die durch ein Sieb der halben Maschenweite des Unterkornes hindurch fallen. Bei einer Fraktion 8/16 entspricht dies dem Sieb der Maschenweite von 4 mm, bei der Fraktion 16/22 einem Sieb der Maschenweite von 8 mm usw. Das heißt, dass bei Zerfall der Körner der Fraktion 8/16 in Körner > 4 mm das Material ohne Beanstandung als Frostbeständig einzustufen wäre. Wie im Diagramm ersichtlich, bestehen bis auf eine Ausnahme alle Materialien den Test mit Wasser als Prüflösung. D.h. anhand dieser Testergebnisse kommen die aus der Praxis bekannten qualitativen Unterschiede der Gesteine nicht zum Ausdruck bzw. es kann keine Differenzierung zwischen den Materialqualitäten vorgenommen werden.

Bei der Befrostung mit Salzlösung können qualitative Unterschiede erkannt werden, d.h. auch, dass anhand der Abwitterungen einige Materialien über Betonuntersuchungen weiter auf ihren Frost-Tausalz-Widerstand geprüft werden müssen. Die Frage ist noch offen, ob hierfür die Grenze von 8 % Abwitterung richtig angesetzt wurde. Fakt ist, dass die in der Praxis als frostkritisch bekannten, hier untersuchten deutschen Gesteinskörnungen auch im DIN-Versuch mit NaCl-Lösung als solche ausgewiesen werden. Allerdings trifft diese Aussage nicht für die US-Materialien zu. Nur 2 von 8 als kritisch bekannten Materialien werden als solche erkannt, allerdings zeigt auch das einzig widerstandsfähige Material Abwitterungen > 8 %.

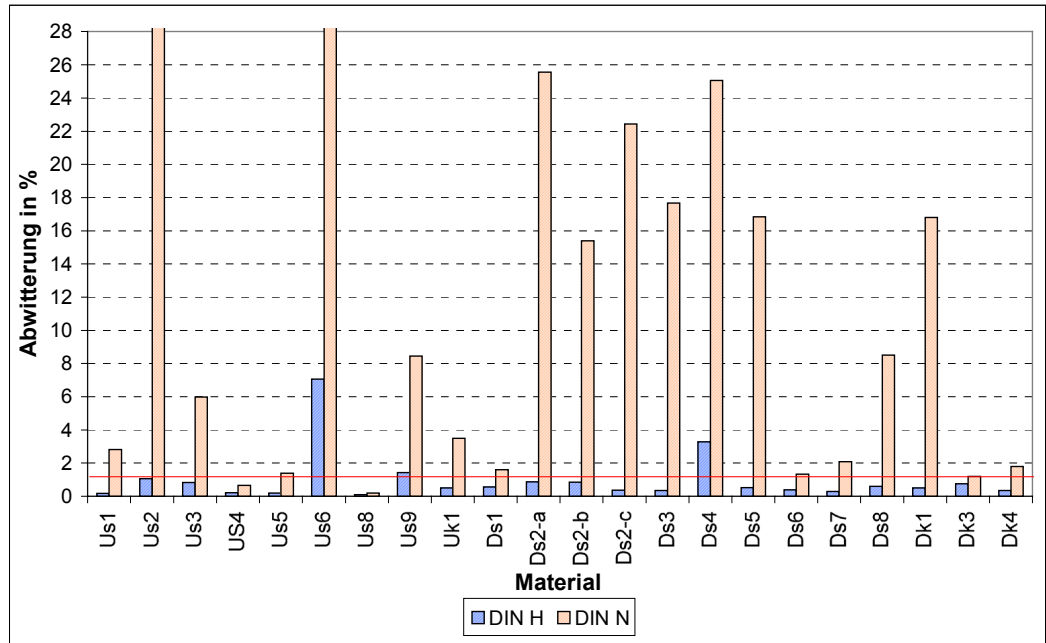


Diagramm 5-8: Abwitterungsmengen nach DIN 52104 Teil 1 und Teil 3, Fraktion 16/22, Prüflösung H: Wasser; N: 1 %ige NaCl-Lösung

Das praktische Problem hinter den hier dargestellten Ergebnissen insbesondere bei der Befrostung mit Wasser als Prüflösung ist, dass mit diesem Prüfverfahren bzw. der Bewertungsvorschrift bereits Materialien als frost- oder frost-tausalz-beständig bewertet wurden und dennoch in der Praxis Schäden im Beton, z.B. massive Rissbildung oder „nur“ optisch unschöne Popouts, verursachten. Popouts können jedoch die Betonoberflächen bei Schadensfortschritt stark in ihrer Qualität abmindern und vielschichtige Probleme wie Abrieb bzw. Staubbildung, Lärmpegelerhöhung oder Schlaglochbildung als Sicherheitsgefahr herbeiführen. Wenn beständige Materialien im Test versagten und somit ungerechtfertigter Weise nicht als Gesteinskörnung für Beton eingesetzt werden konnten, hatte dies zwar keinen Schaden am Beton, jedoch an der Wirtschaftlichkeit des Erzeugers bzw. Vertreibers bewirkt.

5.7.3 Modifizierung

Um nun eine bessere Aussagekraft dieser Prüfverfahren zu bewirken bzw. um die Prüfschärfe des Verfahrens zu verbessern, wurde entgegen der Prüfvorschrift und den geltenden Bewertungskriterien nach DIN das gesamte abgewitterte Material einer Siebanalyse unterzogen. D.h. zusätzlich zu den erforderlichen Prüfsieben kamen Zwischensiebe zum Einsatz. Bei der Fraktion 8/16 betraf dies neben dem 4- und 8-mm-Sieb das 6,3-mm-Sieb und

bei der Fraktion 16/22 das 4-; 6,3-; 8-; 12- und 16-mm-Sieb. Ausschlaggebend hierfür war die Auffälligkeit des Anteils an Bruchstücken > 4 bzw. > 8 mm, also den beim Prüfkriterium nach DIN nicht erfassten Abwitterungen. Diese Brüche bzw. Zerstörungen der Gesteinskörnungen haben einen nicht unbedeutenden Einfluss hinsichtlich der Frostbeständigkeit. Aus Gefügeuntersuchungen an Dünnschliffen /15/ ging ebenfalls hervor, dass zum Teil deutliche schichtungs-parallele Risse und senkrecht dazu verlaufende Mikrokluft die Zuschläge im Beton durchlaufen. Es treten demnach Zerstörungen im Grobkornbereich und nicht nur „Absandungen“ auf.

Zur Darstellung des Sachverhaltes werden in Diagramm 5-9 stellvertretend an einem Dolomitsplitt, einem Kalksteinsplitt und einem Porphyrsplitt der Fraktion 8/16 die Ergebnisse der Siebanalyse des gesamten abgewitterten Materials dargestellt. Ersichtlich wird hierbei, dass bei Befrostung unter Wasser der Hauptanteil bzw. ein beachtlicher Anteil der Absplitterungen im Bereich 6,3-8 mm, d.h. in einer vom DIN-Kriterium nicht erfassten Größenordnung, liegt. Hingegen werden bei Befrostung in Natriumchlorid-Lösung neben den ebenfalls auftretenden Grobabsplitterungen verstärkt Feinabsplitterungen (zumindest mehr als bei der Befrostung unter Wasser) im Bereich 0 - 4 mm als Masseverlust erzeugt.

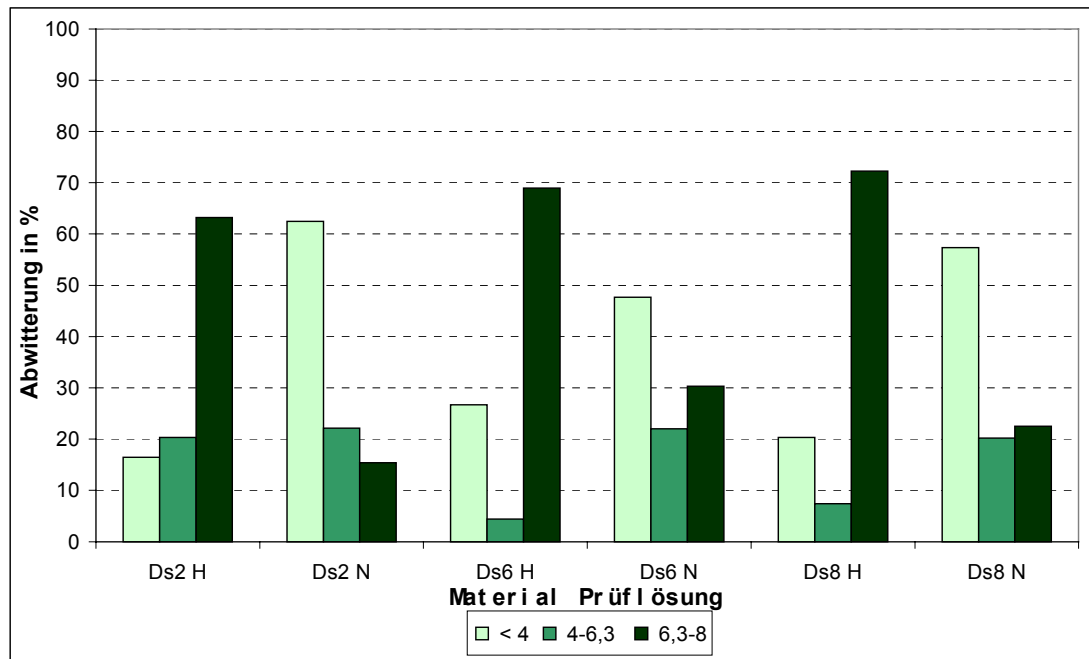


Diagramm 5-9: Ergebnisse der Siebanalyse der gesamten Abwitterung (nach Prüfung der Fraktion 8/16), prozentualer Anteil der einzelnen Fraktionen an der Gesamtabwitterung, H: Wasser; N: NaCl-Lösung

Für die in diese Versuche einbezogenen US-Materialien sind die Aussagen tendenziell auch zutreffend. Allerdings zeigten hier die meisten Materialien einen sehr guten Frost- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand, so dass die mitunter extrem geringe Abwitterungen keine verwertbaren Unterschiede in Fein- und Grobabsplitterungen hervorbrachten.

Bei vorschriftsmäßiger Probenvorbereitung wird die Grobabsplitterung nicht durch Unterkorn beeinflusst. Lediglich bei Material mit einem hohen Anteil an Fehlkorn (lange, schmale Zuschlagkörner) ist auf diese Auswertung zu verzichten.

Anhand der nachfolgenden Diagramme (Diagramm 5-10, Diagramm 5-11) soll nun gezeigt werden, ob durch Einbeziehung der Grobabwitterung bzw. Erfassung der Gesamtabwitterung neue, von den Ergebnissen nach DIN abweichende Aussagen ermittelt werden können. Denn besteht eine Proportionalität zwischen der Menge an Fein- und Grobabwitterungen, dann werden zwar die Abwitterungsmengen höher, aber die tendenziellen Aussagen bleiben erhalten. Die in den Diagrammen dargestellte Punktmenge ergibt sich aus den 36 untersuchten Materialien in der Fraktion 16/22 durch Auftragen der Gesamtabwitterung zur Abwitterung nach DIN-Bewertungsvorschrift. Wie das angegebene Bestimmtheitsmaß R^2 mit 0,36 im Diagramm 5-10 (Befrostung mit Wasser) zeigt, ist ein Zusammenhang zwischen DIN- und Gesamtabwitterung, wie er für die Befrostung mit Salzlösung (Diagramm 5-11, $R^2 = 0,93$) besteht, nicht zu finden. Bei Befrostung mit Taumittel kann von einer Tendenz gesprochen werden, d.h. je höher die DIN-Abwitterung ist, umso höher ist auch die Gesamtabwitterung. Dies bedeutet, dass bei der Befrostung mit Salzlösung die Bewertungsvorschrift nach DIN ausreichend ist, um die Materialien qualitativ zu bewerten. Bei der Befrostung mit Wasser kann durch das Einbeziehen der Grobabwitterung eine neue Aussage gefunden werden (Diagramm 5-12).

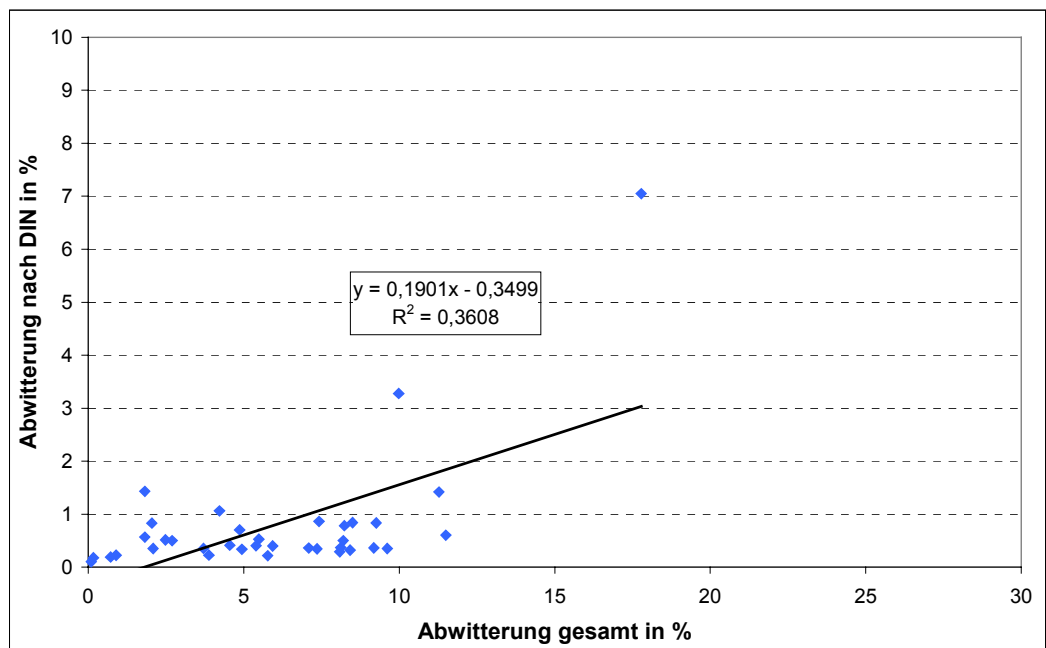


Diagramm 5-10: Zusammenhang zwischen Gesamtabwitterung und Abwitterung nach DIN-Kriterium, Fraktion 16/22, Prüflösung: Wasser

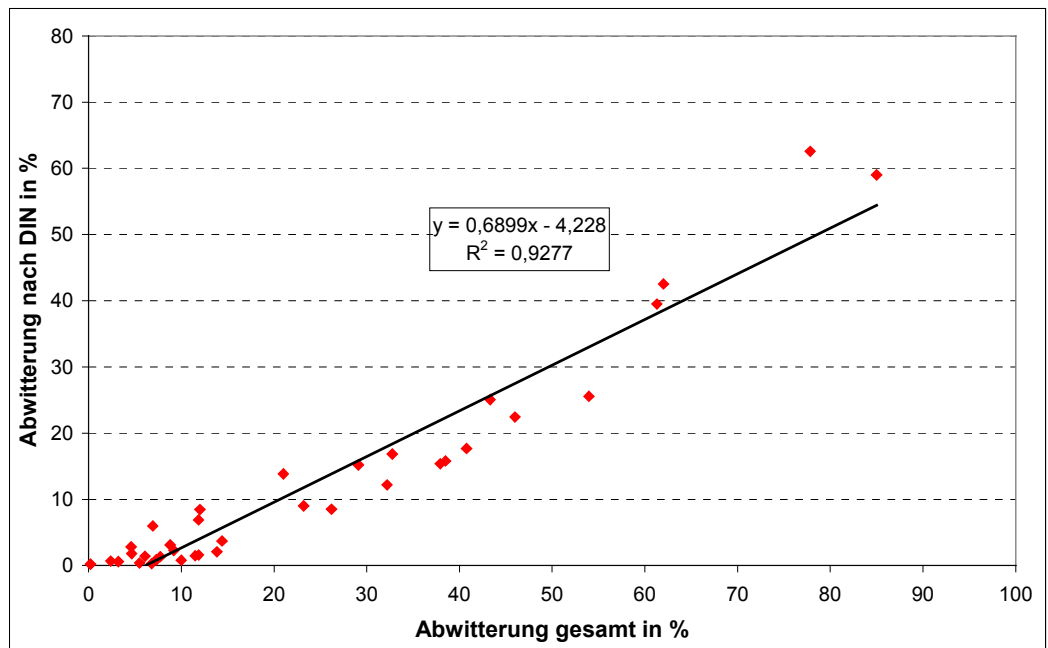


Diagramm 5-11: Zusammenhang zwischen Gesamtabwitterung und Abwitterung nach DIN-Kriterium, Fraktion 16/22, Prüflösung: 1 %ige NaCl-Lösung

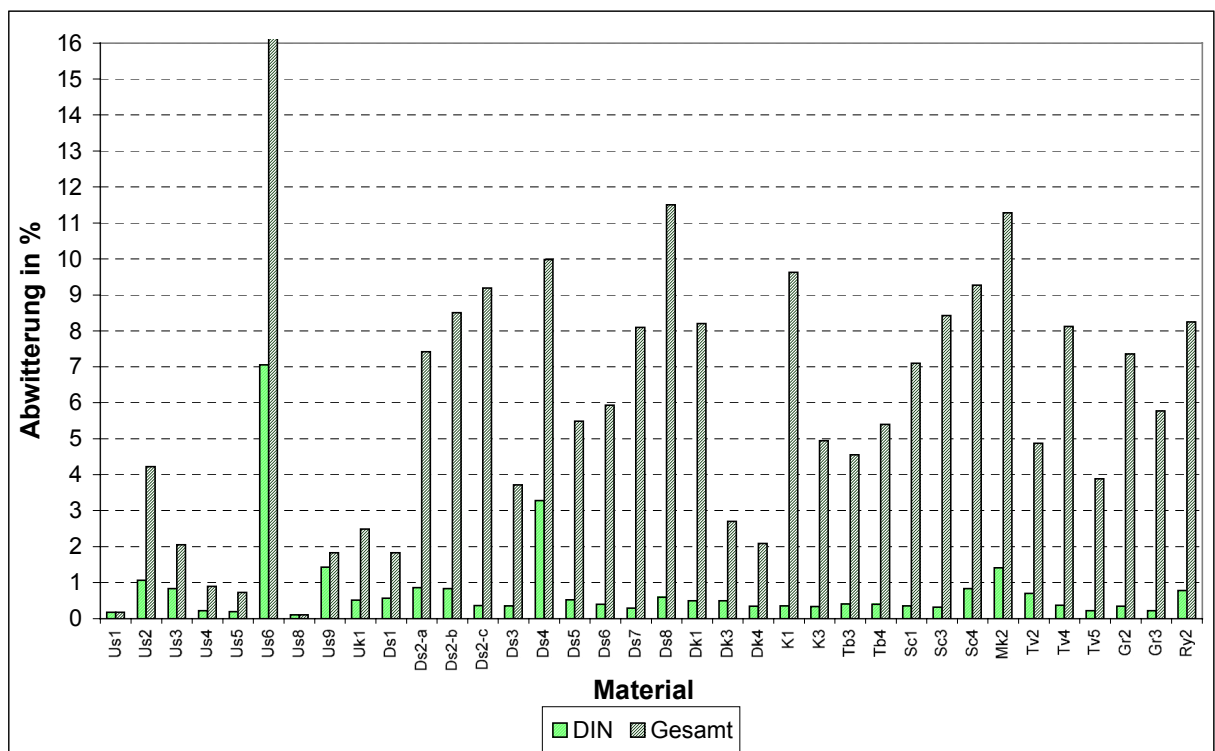


Diagramm 5-12: Ergebnisse der Abwitterung nach DIN 52104 Teil 1 und der Gesamtabwitterung, Fraktion 16/22, Prüflösung: Wasser

Wie im Diagramm 5-12 ersichtlich, werden mittels Betrachtung der Gesamtabwitterung Qualitätsunterschiede deutlicher. Nun steht die Frage, wo das Kriterium angesetzt werden soll, um die Materialien praxisnah zu bewerten. Die als sehr frostkritisch bekannten deutsche Splitte Ds4 und Mk2 (aus Kapitel 4) zeigten sowohl nach DIN-Bewertung $> 1 \%$ als auch in der Gesamtabwitterung einen Masseverlust $> 8 \%$. Auf Grundlage der Gesamtabwitterung zeigt nun auch das in Kapitel 4 als kritisch bewertete Material Ry2 eine entsprechende

Frostgefährdung. D.h. es werden nun auch weitere aus der Praxis als frostkritisch bekannte Gesteinskörnungen mit einem geringeren Frostwiderstand ausgewiesen, allerdings nicht alle (Ds3, Dk1, 8 von 9 US Materialien). Dafür weisen Gesteinskörnungen mit einem relativ guten Frostwiderstand in der Praxis Gesamtabwitterungen $> 8 \%$ auf (Ds7, Tv4). Auch andere, als frostwiderstandsfähig bekannte Materialien zeigten relativ hohe Abwitterungen, z.B. der Granit Gr3 mit $> 5 \%$ oder das einzige als widerstandsfähig bekannte USA-Material Us2 mit Abwitterungen $> 4 \%$, also deutlich mehr, als die frostkritischen US-Proben.

5.7.4 Wertung

Die Gegenüberstellung der Abwitterungen nach DIN und der Gesamtabwitterungen sollte dazu verhelfen, ein neues Prüfkriterium zu ermitteln. Jedoch musste der Frostwiderstandstest an Gesteinskörnungen nach DIN 52104 bzw. DIN EN 1367-1 als sehr unsicher hinsichtlich der qualitativen Einstufung bewertet werden. Die widersprüchlichen Aussagen bei der Befrostung unter Wasser lässt darauf schließen, dass beim Dosenfrost nach DIN 52104 andere Effekte mit eine Rolle spielen, die bei einem Frostangriff in der Praxis (Zuschlag im Betongefüge) nicht mehr ins Gewicht fallen bzw. durch andere Umgebungsbedingungen (Feucht-Trockenwechsel, Sättigungsgrade, Betonmatrix um Zuschlag) abgemindert oder verstärkt werden. Nach Untersuchungen von /163/ an prismatischen Proben von Gesteinen wurde deutlich, dass mit Sättigungsgraden $> 0,9$ die Schädigung rapide zunahm. Eine entsprechend hohe Sättigung ist in den Gesteinskörnungen beim Prüfverfahren nach DIN 52104 zu erwarten.

Ein Vergleich der Abwitterungen von unterschiedlichen Fraktionen eines Gesteinsmaterials zeigte schon in vorangegangenen Arbeiten /15/, dass je nach Gesteinsart jeweils die feineren oder die gröberen Fraktionen mehr Abwitterung zeigen. Bekannt ist, dass mit zunehmendem Größtkorn infolge höher werdenden hydraulischen Druckes z.B. manche Kiese weniger frostbeständig sind. Wird jedoch aus Massengestein Material aufgebrochen, so bricht schwächeres, poröseres Gestein in feinere Fraktionen auf, die dann beim Frostversuch mehr Schäden zeigen können. Auch erfahren die feineren Fraktionen eine höhere Sättigung als die Gröberen.

5.7.5 Einfluss der Lösungskonzentration

Um im Rahmen der Zielsetzung dieser Arbeit den Einfluss von Taumitteln zu erfassen und um innerhalb der Bewertung dieses Prüfverfahrens nach DIN 52104 zu untersuchen, ob eine Lösungskonzentration von 1% geeignet ist, die Gesteinskörnungen optimal zu beurteilen, erfolgten eine Reihe von Untersuchungen mit verschiedenen Materialien und unterschiedlichen Lösungskonzentrationen. Gleichzeitig ging es hier auch um die Vergleichbarkeit der Ergebnisse aus diesem Versuch an Gesteinskörnungen mit den Ergebnissen an Betonversuchen, bei denen u.a. 3% ige NaCl-Lösung verwendet wird. Die 3% ige Lösung im CDF-Test basiert auf Untersuchungen /166/, die zeigten, dass diese Lösungskonzentration pessimale Ergebnisse hervorbringt. Lösungen mit jeweils geringerer oder höherer Konzentration verursachten im CDF-Test geringere Schäden.

Für die hier durchgeführten Untersuchungen zum Einfluss der Lösungskonzentration auf die Abwitterungen an Gesteinskörnungen im Frost-Tau-Versuch kamen 6 Materialien, d.h. 3 Kalksteinsplitt unterschiedlicher Herkunft und Zusammensetzung, ein Dolomitsplitt, ein

Porphyrkies und ein Diabassplitt zum Einsatz. Ähnlich dem Prüfregime beim Dosenfrost nach DIN 52104 liefen die Versuche aus technischen Gründen nach dem CDF-Temperaturzyklus in den CDF-Truhen. Dafür waren jeweils 1500 g der Gesteinskörnung 8/16 in einen Probenbehälter zu geben und mit Prüflösung zu übergießen (Überstand ca. 0,5 - 1,0 cm). Nach einem Tag Saugen wurden die jeweils 4 Proben für Wasserfrost, Befrostung mit 0,5 %iger, 1 %iger und 3 %iger NaCl-Lösung 10 Frost-Tau-Wechseln ausgesetzt. Danach erfolgte entsprechend DIN 52104 die Erfassung der Abwitterungen sowie der Gesamtabwitterung mit Sieblinie. Auf einen Vergleich der Absolutwerte aus dem CDF-Temperaturregime mit den Dosenfrostwerten nach DIN-52104-Regime soll hier an dieser Stelle verzichtet werden. Es wird lediglich vermerkt, dass aufgrund des strengeren Temperaturverlaufes im CDF-Verfahren die Absolutwerte insgesamt über den DIN 52104-Abwitterungen liegen.

Anhand der graphischen Darstellung in Diagramm 5-13 ist ersichtlich, dass bei einer Befrostung mit Wasser jeweils die niedrigsten Abwitterungen auftreten. Bei Gegenüberstellung der Abwitterungen durch unterschiedlich konzentrierte Tausalzlösungen von 0,5 %, 1 % und 3 % wird erkennbar, dass mit steigender Konzentration tendenziell, d.h. trotz einiger Abweichungen, die Abwitterungen nach DIN-Kriterium (Diagramm 5-13) bzw. die Gesamtabwitterungen (Tabelle 10-6 im Anhang 4) geringer werden. Gleiches zeigen auch die an den US-Proben ermittelten Werte mit 0 %, 1 % und 3 % NaCl-Lösung (Tabelle 10-4 im Anhang 4). D.h. der stärkste Angriff wird – bei der Option 0,5 %; 1 % und 3 % - bei einer Taumittel-Lösungskonzentration von 0,5 % und bei der Option 1 % bzw. 3 % tendenziell bei der niedriger konzentrierten Lösung erreicht.

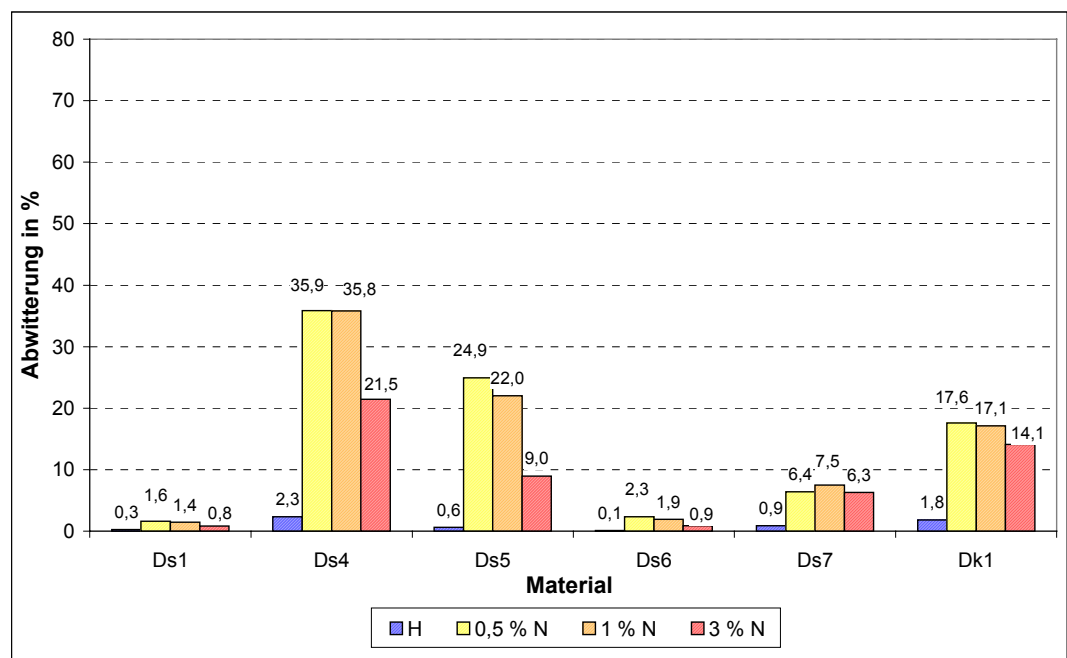


Diagramm 5-13: Abwitterung in Abhängigkeit der Lösungskonzentration, Prüfung an Fraktion 8/16

Bei einer Betrachtung der Sieblinien der Abwitterungen (Diagramm 5-14) wird auch bei den unterschiedlichen Lösungskonzentrationen ersichtlich, dass bei Befrostung unter Wasser ein beträchtlicher Anteil an Grobabweitterungen entsteht und dass bei Befrostung mit Taumittel verstärkt Feinabweitterungen auftreten. Bei der Frage, welche Lösungskonzentration an NaCl-

Lösung nun die stärkste Fein- oder Grobabweitterung zeigt, sind keine klaren Tendenzen erkennbar.

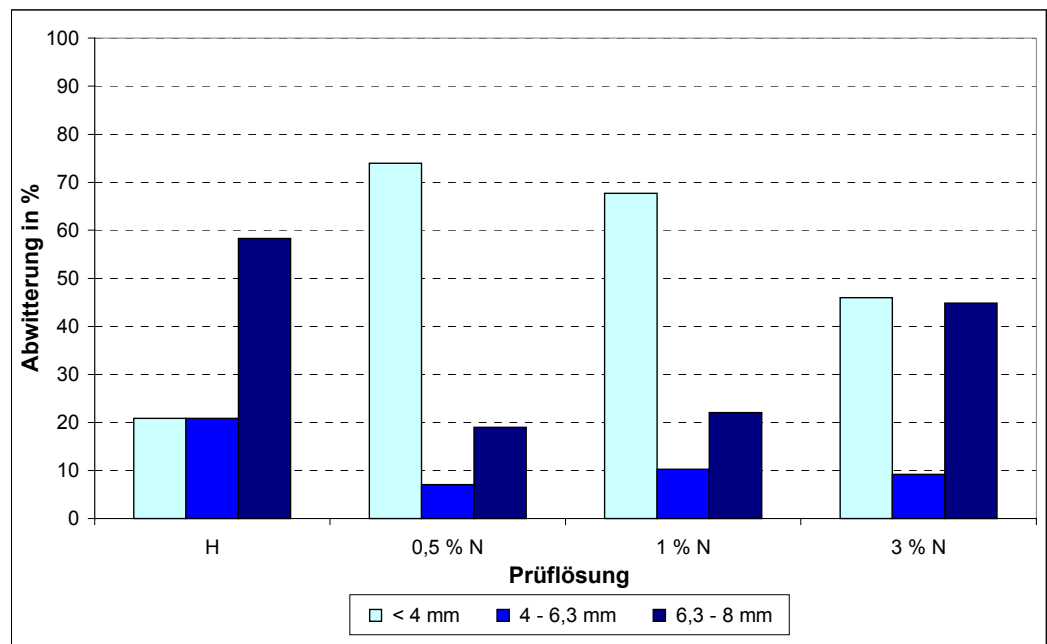


Diagramm 5-14: Sieblinie der Abwitterungen in Abhängigkeit der Lösungskonzentrationen, Material Ds6, Fraktion 8/16

5.8 Washington Hydraulic Fracture Test

Wie in Kapitel 2 beschrieben, handelt es sich beim WHF-Test /27/ um ein aus den USA stammendes Prüfverfahren. Da dieser Test und seine Berechnungsvorschriften derzeit in den USA weiterentwickelt werden, um von den Testergebnissen an Gesteinskörnungen auf die zu erwartende Betondehnung schließen zu können, wird hier die kritische Betrachtung eingeschränkt. Soweit kann lediglich gesagt werden, dass die bisher erzielten Testergebnisse von allen Frost-Tau-Wechsel- Untersuchungen am Zuschlag in den USA und auch in Deutschland dem Betonverhalten entsprechende bzw. die praxisnahesten Ergebnisse hervorbrachten. Mit Sicherheit kann vermerkt werden, dass Materialien, die den WHF-Test nicht bestanden haben ($HFI < 120$), auch in der Praxis versagten. Bei Materialien, deren HFI bis zu ca. 220 beträgt, wurden bisher zur weiteren Untersuchung Betontests empfohlen. Die Auswertung der im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Materialien erfolgte auf Grundlage des HFI (Kapitel 2). Wie in Diagramm 5-15 erkennbar, sind die Gesteine Us6 und Us9 unter den 6 US-Materialien mit einem $HFI < 120$ als besonders D-cracking gefährdet einzustufen. Unter den deutschen Materialien gibt es entsprechend den Testergebnissen 3 besonders frostkritische Kalksteine (Ds2, Ds3 und Ds4). Die Porphyre sind ebenfalls als frostgefährdet zu klassifizieren. Das in der Praxis beständige Material Us7 hat den WHF-Test bestanden.

Auffällig ist, dass bei manchen Gesteinen die feineren Fraktionen und bei anderen Gesteinen die Grobfraktionen schlechtere Werte (kleinere HFI) aufweisen. Bei frostkritischen Gesteinen kann sich in den Grobfraktionen ein höherer hydraulischer Druck beim Frostangriff aufbauen durch die längere Distanz zum Spannungsfeld Zuschlaggrenze. Bei frostbeständigeren Materialien, z.B. Massengesteinen, weisen mitunter die feineren Fraktionen niedrigere HFI

auf, da die schwächeren Gesteinsbereiche leichter beim Aufbereitungsvorgang in diese Feinkornbereiche aufbrechen.

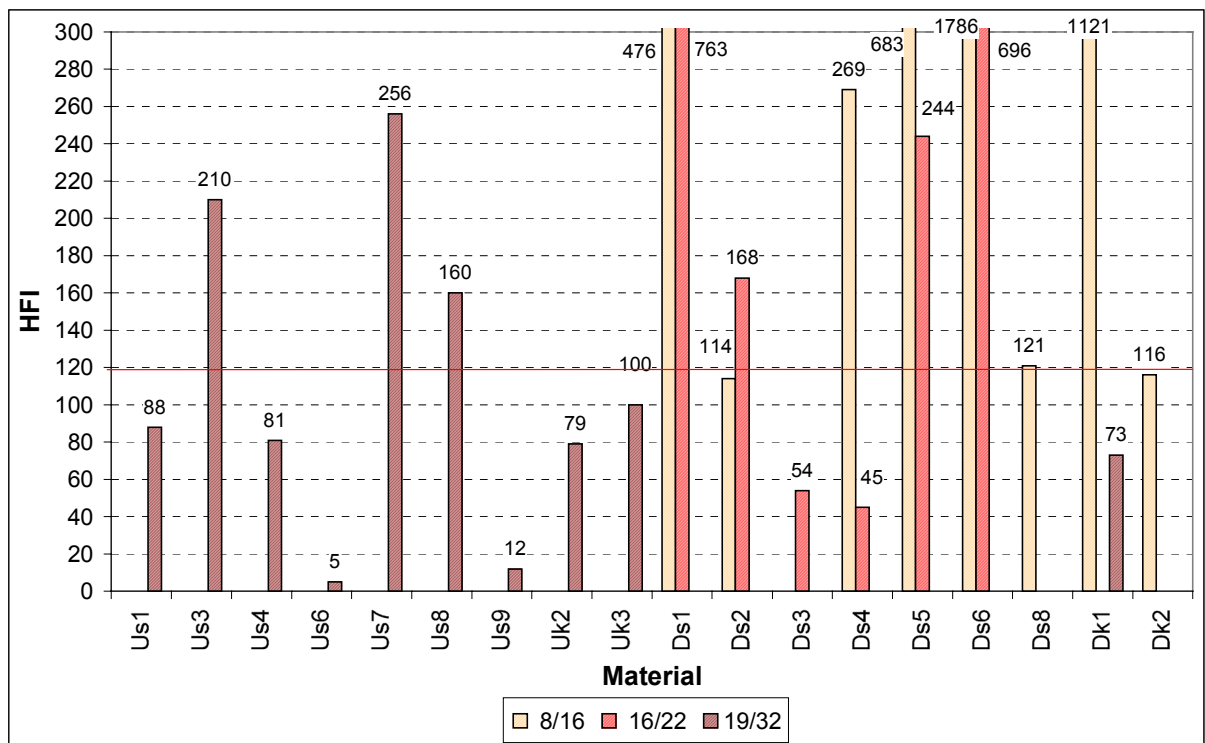


Diagramm 5-15: Ergebnisse des WHF-Testes durchgeführt an den Fraktionen 8/16, 16/22 und 19/32

5.9 Kritische Beurteilung des Kristallisationsversuches mittels MgSO_4 -Lösung

Dieser Versuch nach DIN EN 1367-2 /188/ ist - wie bereits in Kapitel 4 beschrieben - in der neuen DIN 4226-1 verankert. Dies sollte jedoch kein Grund sein, den Test nicht kritisch zu betrachten.

Die vorrangige Verwendung der Fraktion 10/14 im Test ist als praxisfremd einzustufen hinsichtlich der üblicherweise verwendeten Gesteinskörnungen im Beton von u.a. 8/16. Nach DIN EN 1367-2 können zwar auch andere Gesteinsfraktionen (wiederum von Standardfraktionen abweichend) dem Test unterzogen werden, hierfür liegen aber keine gesonderten Grenzwerte vor, obwohl bei kleineren Kornfraktionen durch die erhöhte Oberfläche in kürzerer Zeit mehr Lösung aufgenommen werden kann bzw. bei größeren Fraktionen der aufgebaute Druck stärker schädigend wirken könnte.

Anhand der Untersuchungen in Kapitel 4 konnte bereits festgestellt werden, dass die kleineren Fraktionen infolge des höheren Sättigungsgrades höhere Abwitterungen zeigten. Die These soll durch weitere Untersuchungsergebnisse (Diagramm 5-16) gestützt werden. Es muss vermerkt werden, dass für die MgSO_4 -Prüfung aus der im Beton eingesetzten Zuschlagfraktion 16/22 die Fraktion 14/20 zu gewinnen ist – also die Repräsentativität der Probe ebenfalls eingeschränkt wird.

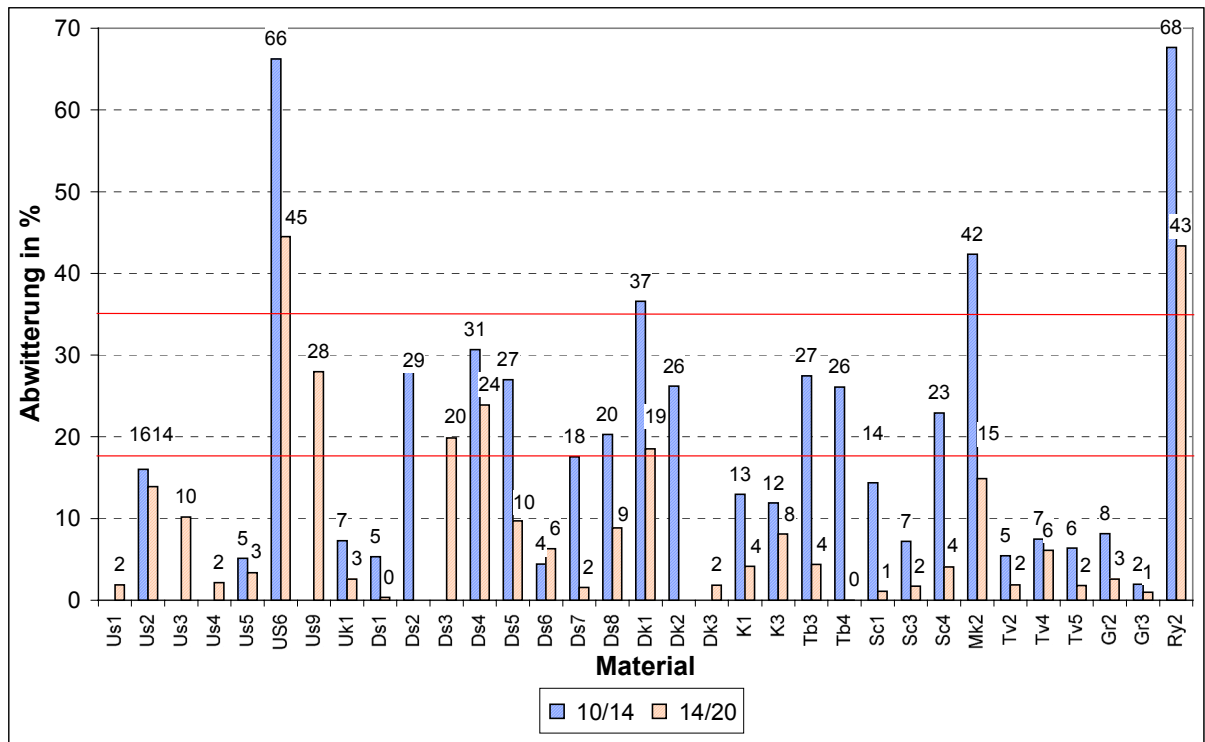


Diagramm 5-16: Ergebnisse des Kristallisationsversuches nach DIN EN 1367-2, Fraktionen 10/14 und 14/20

Bei einem Vergleich der Ergebnisse beider Fraktionen scheint also tatsächlich die Wirkung des erhöhten Sättigungsgrades bei der unteren Fraktion klar zu überwiegen gegenüber der möglichen erhöhten Druckausbildung in grobem Material, da die Abwitterungen bei der gröberen Fraktion deutlich niedriger waren.

Trotz der Anzahl hier durchgeführter Versuche muss anhand von weiteren Untersuchungen an weiteren Materialien geprüft werden, ob die Grobfraktion generell eine bessere Widerstandsfähigkeit aufweist. Ob nun die festgelegten Grenzwerte praxisnah sind oder für eine oder alle Fraktionen Aussagekraft besitzen, muss am Beton getestet werden.

In den hier durchgeführten Untersuchungen zeigten insbesondere die Materialien Mk2, Ry2, Dk1 sowie Us6 einen geringen Widerstand gegen den Kristallisationsversuch in beiden geprüften Fraktionen und somit nach DIN 4226 einen geringen Frostwiderstand. Das bekanntlich frostwiderstandsfähige Material Us2 besteht den Test in beiden Fraktionen allerdings nur knapp. Während diese Beispiele eine gute Korrelation zu den aus der Praxis bekannten Dauerhaftigkeiten darstellen, gibt es eine Reihe von Materialien, die trotz geringer Dauerhaftigkeiten in der Praxis den Test bestehen. Dies betrifft insbesondere eine Reihe von Gesteinskörnungen aus den USA.

Anhand der unterschiedlichen Ergebnisse für die jeweiligen Fraktionen ist zukünftig jeweils die Fraktion zu prüfen, welche der im Beton eingesetzten am Nächsten kommt. Auch muss überprüft werden, ob nicht die üblichen im Beton eingesetzten Fraktionen 8/16, 16/22 etc. im Test Anwendung finden können.

Weitere kritische Betrachtungen sollten dem Zeit- bzw. Arbeitsaufwand gewidmet werden. Die Herstellung der Lösung sowie die wochenendbedingten Unterbrechungen der manuellen

Versuchsdurchführung zieht den Versuch über 3 Wochen in die Länge /167/ empfiehlt u.a. die Dauer eines Zyklus z.B. auf 24 Stunden zu beschränken.

Neben Trockenschränken und Exsikkatoren und den speziellen Sieben sind für die Versuchsdurchführung vor allem Edelstahldrahtkörbe mit bestimmten Maschenweiten notwendig. Die Anzahl der gleichzeitig prüfbaren Proben ist vom Platzangebot in Exsikkatoren und Trockenschrank abhängig.

Das manuelle Absieben der Abwitterung und die Notwendigkeit, das Salz aus den Gesteinen vollständig auszuwaschen, stellen ebenfalls Schwachstellen dar. Zwecks Gleichmäßigkeit sollte nach Möglichkeit maschinell gesiebt werden, denn sonst sind die Schwankung durch plattige oder längliche Gesteinssplitter nicht kalkulierbar. Nach dem Test ist das Salz vollständig aus den Proben auszuwaschen. Bei einigen porösen Gesteinsmaterialien gestaltet dies sich als schwierig. Selbst nach gründlichem mehrmaligen Waschen und der Trocknung überschreiten die Massen der Proben die jeweiligen Ausgangsmassen und somit kann der tatsächliche Massenverlust an Gesteinsmaterial nicht erfasst werden. Ergo ist die Ermittlung der Abwitterung zu empfehlen. Diese ist leichter vom Salz zu befreien.

Ebenfalls zu vermerken ist, dass die vorgeschriebene Anzahl von 2 Proben á 400 g in der Fraktion 10/14 eine statistische Auswertung ausschließt. Ein Kritikpunkt ist die in der DIN EN 1367-2 fehlende Möglichkeit einer Unterbrechung der Prüfung.

Die Frage, ob der Versuch zur Beurteilung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Gesteinskörnungen dienen kann, ist in weiteren Versuchen an Gesteinskörnungen und am Beton im Labor und in der Praxis zu klären.

Nach /157/ besteht bei den in den USA durchgeführten Untersuchungen keine Korrelation zwischen dem Magnesiumsulfat-Test an Gesteinskörnungen und den Labor-Betonversuchen bzw. dem tatsächlichen Verhalten der Gesteinskörnungen im Praxisbeton. Bei der Entwicklung des Washington Hydraulic Fracture Tests sollte ursprünglich der Magnesiumsulfat-Test als Vergleichsuntersuchung hinzugezogen werden. Die US-amerikanischen Sachverständigen empfahlen jedoch nachdrücklich, weder Zeit noch finanzielle Mittel für den Magnesiumsulfat-Test zu verschwenden /33/. Anhand der Informationen aus den USA, nach denen nach langjähriger Anwendung des Magnesiumsulfattests derart negative Erfahrungen vorliegen, ist grundsätzlich darüber nachzudenken, keine weiteren Forschungsmittel in die Verbesserung des Testes zu investieren. Es ist vielmehr auf positive Erfahrungen zu setzen, die mit anderen Prüfverfahren – z.B. dem Washington Hydraulic Fracture Test - gemacht wurden.

5.10 Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Prüfungen am Beton

5.10.1 Grundgedanke

In der Betonforschung ist gegenwärtig von primärem Interesse, inwieweit die Ergebnisse von Labor-Betonversuchen auf Praxisbetone übertragbar sind. Um zukünftige vergleichende Untersuchungen effektiv gestalten zu können, sollten verschiedene, bei den Messungen in der Praxis auftretende Einflüsse hinsichtlich ihrer Wirkung auf die Messergebnisse und Materialbewertung betrachtet werden. Zur Vermeidung von Fehlern und Problemen bei der Messung und Bewertung von Praxisbeton in Langzeitversuchen wurden über einen Zeitraum

von ca. 5 Jahren in Laborversuchen die Auswirkungen von Frost-Tau-Wechseln u.a. unter Einfluss von Trocknungsphasen, zunehmendem Betonalter, Zeitpunkt der Erstbefrostung, Vorschädigung sowie unterschiedlicher Proben temperatur und –feuchtigkeit untersucht. Es ging nicht darum, bestehende Prüfverfahren zu verändern, sondern um Vorgehensweisen für zukünftige ordnungsgemäße Langzeit-Praxisuntersuchungen an Betonen hinsichtlich Masseänderung, Längenänderung und Änderung des dynamischen E-Moduls aufzuzeigen.

Im Rahmen dieser Arbeit erfolgten eine Reihe von Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Tests am Beton unter Verwendung des CDF-Regimes. Nach Prüfvorschrift für den CDF-Test werden 28 Frost-Tau-Wechsel vorgeschrieben, nach CIF-Prüfvorschrift 56 FTW. Da Betonschädigungen infolge nicht-dauerhafter Zuschläge relativ spät auftreten können im Vergleich zu Matrixschäden und im Hinblick auf die Frostprüfungen in den USA, denen 300 FTW zu Grunde liegen, fanden hier die Frost-Tau-Wechsel bis zum 112. Wechsel statt. Mit Bezug zur Praxis, in der z.B. an einer Autobahn in Schweden nahe Göteborg 70 FTW/Winter in der Luft /37/ und an einer Brücke in der Schweiz 40 FTW/Winter in der Luft und 20 FTW/Winter im Beton ermittelt wurden /168/, lagerten die Betonproben nach jeweils 28 oder 56 FTW für einige Zeit im Klimaraum des Weimarer Labores, um z.B. eine frostfreie Sommerpause zu simulieren. Einige Proben wurden ebenfalls mit verschiedenen Betonaltern dem 1. FTW ausgesetzt.

Im Verlaufe des kapillaren Saugens und der Befrostung wurde die Masseänderung der Proben, die Abwitterung, die Längenänderung und die innere Schädigung (Letztere mittels Frequenzmessung) erfasst. Für die jeweiligen Untersuchungen mit Wasser und 3 %iger NaCl-Lösung dienten Betonbalken von 250 mm x 75 mm x 100 mm, hergestellt in den USA, (Tabelle 10-7 im Anhang 4) bzw. 250 mm x 80 mm x 80 mm, hergestellt in Weimar (Tabelle 10-7 im Anhang 4 sowie Betone aus Kapitel 4).

Diese Versuchsreihe gab nicht nur Aufschluss darüber, wie viel die Proben insgesamt während der Befrostungsphase an Prüflösung nachsaugen, wie hoch der Masseverlust nach 112 Frost-Tau-Wechseln ist und wie sich die innere Schädigung oder die Längenänderung nach 112 FTW im Vergleich zum Befrostungsbeginn verändert hat. Sie ermöglichte eine Reihe weiterer Betrachtungen, z.B. zum Einfluss verschiedener Parameter wie Temperatur, Probenfeuchte und Betonalter auf das Saugen und Abwitterungsverhalten oder zu Zusammenhängen zwischen kapillarem Saugen, Abwitterung, innerer Schädigung und Längenänderung.

5.10.2 Kapillares Saugen

Zuerst soll verglichen werden, ob ein Zusammenhang zwischen kapillarem Saugen während der Befrostung und Betonparametern besteht (Tabelle 5-5). Es handelt sich hierbei um Betone, welche mit einem w/z-Wert von 0,45 sowie unter Einsatz von Luftporenbildnern hergestellt wurden. Daher sind die Aussagen nur für diese Betone zutreffend und nicht zu verallgemeinern.

Tabelle 5-5: Mögliche Einflussgrößen auf das kapillare Saugen beim CDF-Test; qualitativ beste Werte 1 – schlechteste Werte 7; H: Wasser, N: NaCl-Lösung

Betonmischung	$W_{m,a}$ Zuschlag	Beton-L-Gehalt	Trockenrohddichte	Druckfestigkeit	CDF 1/H $W_{m,a}$	CDF 1/N $W_{m,a}$	Pause	CDF 2/H $W_{m,a}$	CDF 2/N $W_{m,a}$
Tb3	5	4	4	5	3	2	2	3	4
Tb4	6	4	2	4	5	6	4	4	5
Sc1	2	1	7	6	2	2	1	2	1
Sc3	1	6	6	7	4	4	5	5	6
Sc4	3	1	2	3	1	1	2	1	2
Mk2	4	7	1	1	7	4	7	6	7
Ry2	7	3	4	2	6	7	6	7	3
Betonmischung	$W_{m,a}$ Zuschlag in %	L-Gehalt in %	ρ_R in g/cm ³	$f_{ck,cube}$ in N/mm ²	CDF 1/H $W_{m,a}$ in %	CDF 1/N $W_{m,a}$ in %	Pause in d	CDF 2/H $W_{m,a}$ in %	CDF 2/N $W_{m,a}$ in %
Tb3	3,17	6,4	2,23	45	0,60	0,71	26	0,39	0,43
Tb4	3,47	6,4	2,24	46	0,76	0,89	28	0,40	0,56
Sc1	1,61	5,4	2,18	40	0,58	0,71	0	0,29	0,35
Sc3	0,91	5,9	2,22	40	0,75	0,87	53	0,46	0,59
Sc4	1,96	5,4	2,24	47	0,52	0,55	26	0,28	0,36
Mk2	2,68	6,6	2,25	55	0,80	0,87	137	0,48	0,61
Ry2	4,94	6,3	2,23	48	0,79	0,94	112	0,54	0,38

Die Betonparameter wurden mit dem Saugverhalten der Proben während der 1. Befrostung verglichen, da alle Proben hier gleiches Alter aufweisen und auch keiner Vorschädigung ausgesetzt waren. Wie der Tabelle 5-5 zu entnehmen ist, besteht keine gute Korrelation zwischen dem Frischbeton-Luftgehalt und dem kapillaren Saugen. Zwar zeigt die Probe mit dem niedrigsten Frischluftgehalt die geringste Masseänderung und die Probe mit dem höchsten Luftgehalt die höchste Masseänderung, jedoch folgen die dazwischen liegenden Proben keiner Tendenz.

Weiterhin besteht kein Zusammenhang zwischen Trockenrohddichte und dem kapillaren Saugen während der Befrostung. Proben mit sehr hoher bzw. der größten Trockenrohddichte saugen z. T. sehr stark bzw. am stärksten und Proben mit geringen Trockenrohddichten zeigen mitunter die geringste Masseänderung.

Es kann auch kein logischer Zusammenhang zwischen Druckfestigkeit und kapillarem Saugen erkannt werden. Betonproben mit hohen Festigkeiten weisen z.T. ein stärkeres kapillares Saugen auf, als Proben mit niedrigen Festigkeiten.

Auch die Zuschlageigenschaften wie Wasseraufnahme, Rohddichte und Porosität zeigen untereinander keine signifikanten Zusammenhänge.

Erkennbar ist auch deutlich, dass die Lagerungsdauer im Klimaraum einen deutlichen Einfluss auf das kapillare Saugen im 2. Befrostungszyklus (CDF 2) hat. Je länger die Lagerungsdauer ist, desto stärker fällt das kapillare Saugen aus.

Nachfolgend soll aufgezeigt werden, wie sich das Saugverhalten mit zunehmender Anzahl an Befrostungszyklen (CDF-Prüfungen) ändert. An jeweils 3 Beispielen, einmal bei der Befrostung mit Wasser (Diagramm 5-17) und einmal mit Natriumchlorid-Lösung (Diagramm 5-18), soll stellvertretend für die hier untersuchten Serien gezeigt werden, dass mit zunehmender Anzahl an Befrostungszyklen das kapillare Saugen der in diese Versuche einbezogenen Betonserien stärker wird.

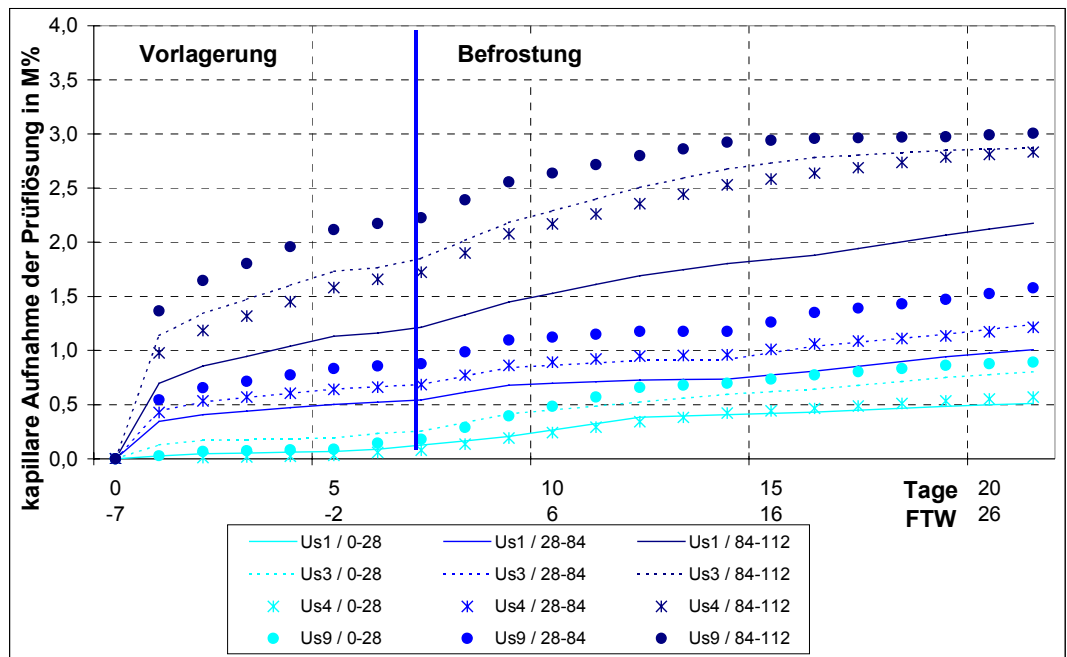


Diagramm 5-17: Gegenüberstellung der Saugkurven des 1. (0-28 FTW), 2. (28-84 FTW) und 3. (84-112 FTW) Befrostungszyklus, Prüfmedium Wasser

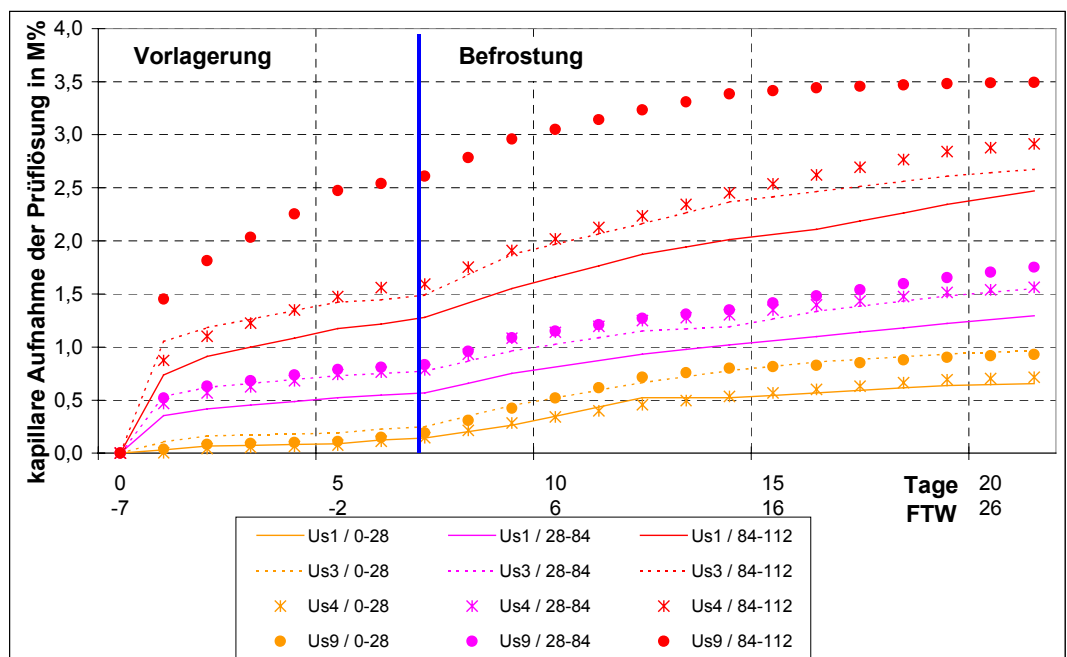


Diagramm 5-18: Gegenüberstellung der Saugkurven des 1. (0-28 FTW), 2. (28-84 FTW) und 3. (84-112 FTW) Befrostungszyklus, Prüfmedium NaCl-Lösung

Womit diese Zunahme des kapillaren Saugens nun zusammenhängt, soll Diagramm 5-19 stellvertretend an 5 Betonmischungen zeigen. Jeweils 2 Proben einer Serie konnten nach relativ kurzer Lagerung dem 2. Befrostungszyklus unterzogen werden (Kurven mit heller Linie und leerem Symbol), weitere 2 Proben erst zu viel späteren Zeitpunkten (Kurven mit dunkler Linie und gefülltem Symbol). Nach einer entsprechend längeren Lagerungsphase im Klimaraum und zunehmendem Probenalter erfolgte, wie in der graphischen Darstellung ersichtlich, ein verstärktes Saugen von Prüfliquidität.

Der Einfluss der Trockenphase soll mittels Diagramm 5-20 untermauert werden. Die Proben, welche vor dem 2. Befrostungszyklus (28. - 56. FTW) längere Zeit im Klimaraum lagen (Kurven mit dunkler Linie und gefülltem Symbol), wurden nun nach relativ kurzer Lagerung bei 20°C und 65 % r.F. einem 3. Befrostungszyklus (56. - 112. FTW) ausgesetzt (Kurven mit heller Linie und leerem Symbol). Die nun kürzere Lagerungsdauer bzw. Trocknungsphase bewirkte ein geringeres kapillares Saugen. Selbst die höhere Anzahl an Frost-Tau-Wechseln oder eine mögliche Vorschädigung hatte keinen merklichen Einfluss, was ebenfalls weitere Fallbeispiele zeigen (Diagramm 5-21, Diagramm 5-22). Die Proben, bei denen nach dem 56 FTW eine längere Trockenphase folgte, weisen Kurven im Bereich von zum gleichen Zeitpunkt geprüften, gleichaltrigen Proben auf, die allerdings schon 84 FTW absolviert haben und nun bis zum 112. FTW befrosten wurden (identische Proben = identische Symbolik und Farbe).

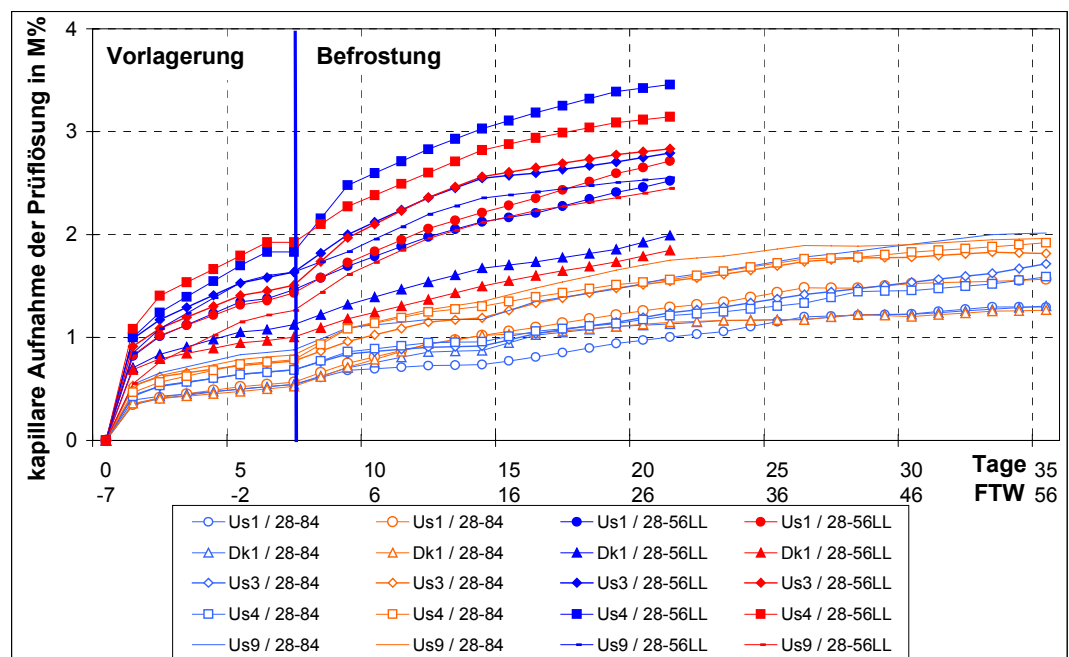


Diagramm 5-19: Veränderung der Saugkurven mit zunehmender Lagerungszeit und zunehmendem Probenalter, Blau: Wasser, Rot: NaCl-Lösung, LL-Proben: längere Lagerung im Klimaraum, Mittelwerte aus je 2 Pk

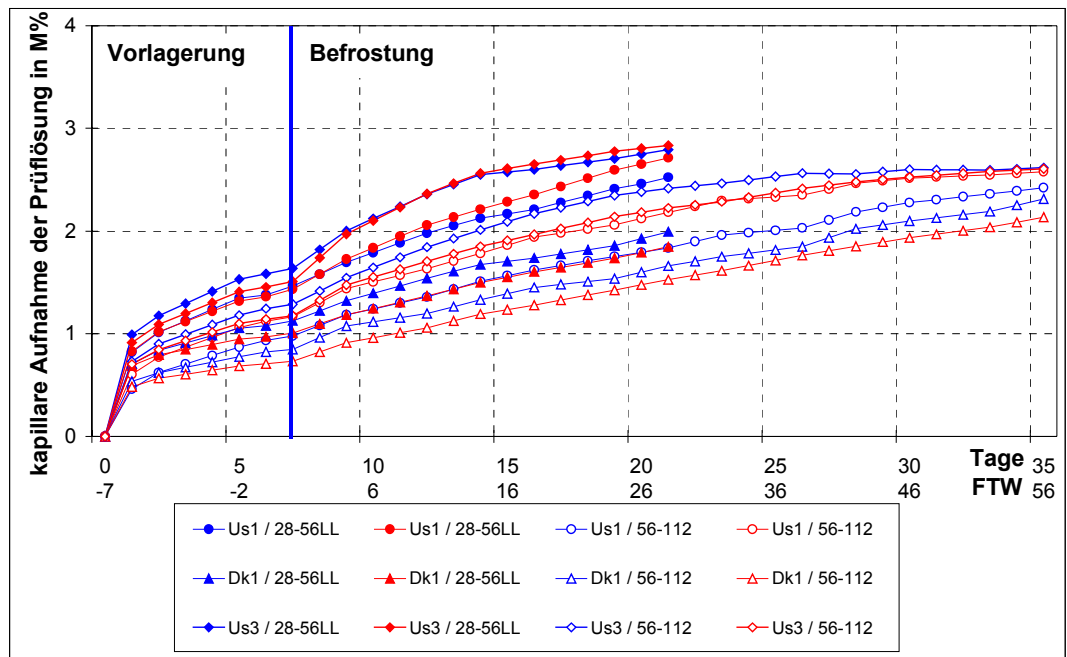


Diagramm 5-20: Abhängigkeit des kapillaren Saugens vom Trocknungszustand Blau: Wasser, Rot: NaCl-Lösung, LL-Proben: längere Lagerung im Klima-raum, Mittelwerte aus je 2 Pk

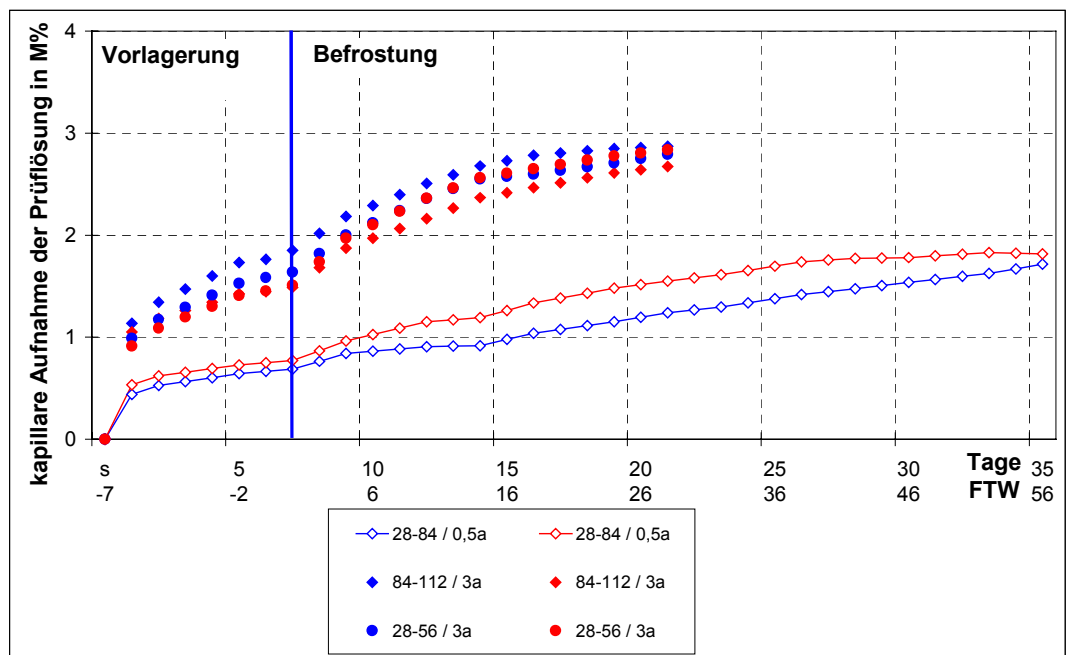


Diagramm 5-21: Abhängigkeit des kapillaren Saugens vom Probenalter (Angaben in Jahren), Beispiel Us3, Blau: Wasser, Rot: NaCl-Lösung, 28-84 FTW: 4 Pk; 28-56/84-112 FTW: 2 Pk

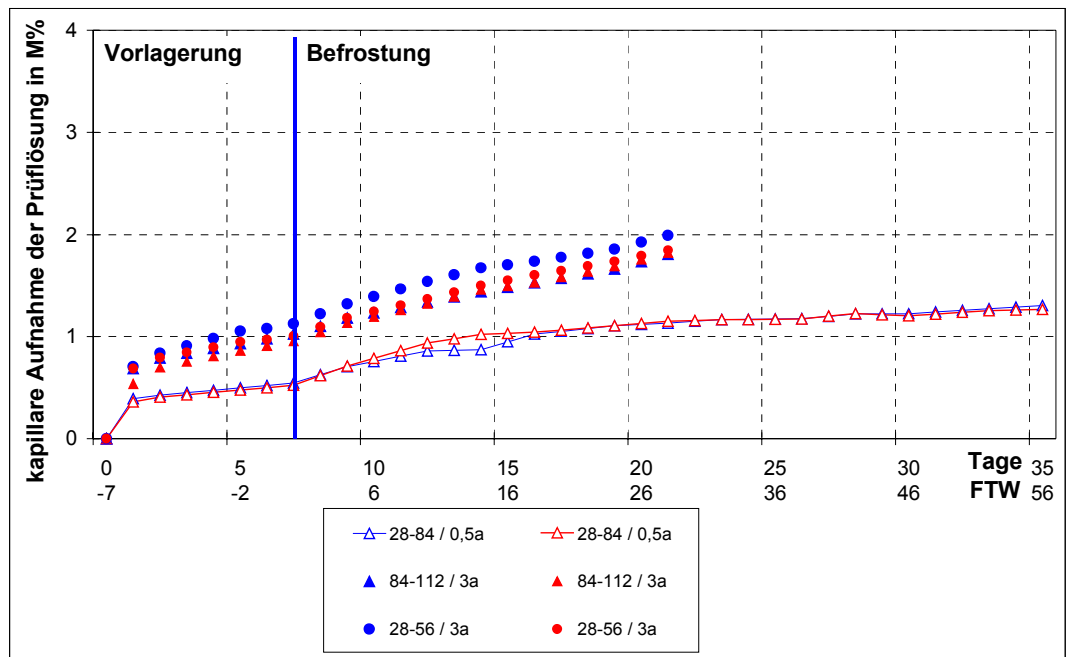


Diagramm 5-22: Abhängigkeit des kapillaren Saugens vom Probenalter (Angaben in Jahren), Beispiel Dk1, Blau: Wasser, Rot: NaCl-Lösung, 28-84: 4 Pk; 28-56/84-112: 2 Pk

In den Diagrammen der Proben Us4 und Us9 (Diagramm 5-23, Diagramm 5-24) wird durch Symbolik und Farbe der primäre Einfluss des Probenalters (entspricht vergleichbaren Trocknungszustand) gegenüber der Vorschädigung bzw. der Anzahl der FTW dargestellt. Zum gleichen Zeitpunkt geprüfte Proben – unabhängig von vorangegangenen Frost-Tau-Wechseln – zeigen z.T. identische Kurvenverläufe.

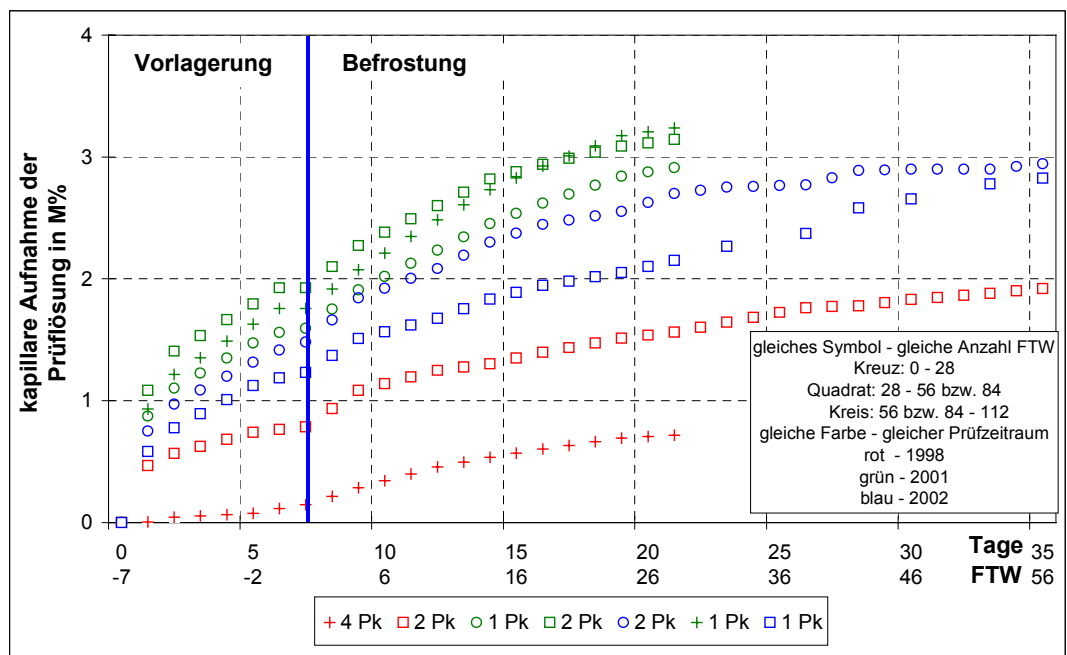


Diagramm 5-23: Gegenüberstellung des Einflusses der Anzahl an FTW (d.h. der Vorschädigung) und des Probenalters (vergleichbarer Trocknungszustand) auf das kapillare Saugen, Beispiel Us4, Prüflösung: NaCl

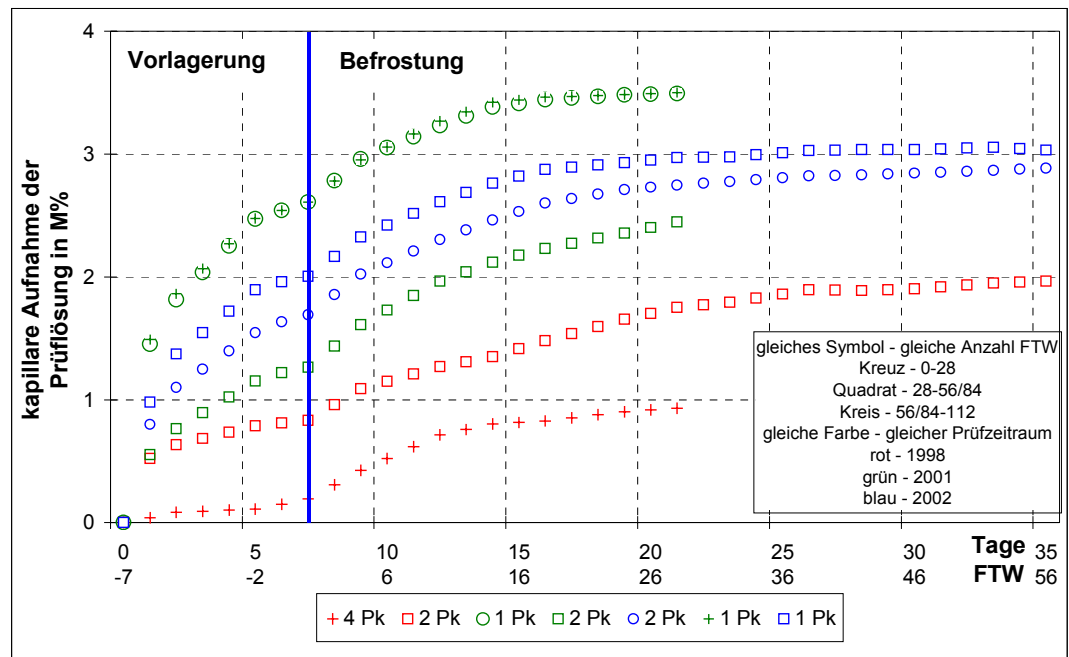


Diagramm 5-24: Gegenüberstellung des Einflusses der Anzahl an FTW (d.h. der Vorschädigung) und des Probenalters (vergleichbarer Trocknungszustand) auf das kapillare Saugen, Beispiel Us9, Prüflösung: NaCl

Das kapillare Saugen der Betonproben ist abhängig vom Betonalter und vom vorangegangenen Trocknungszeitraum im Klimaraum (20°C/65 % r.F.). Die Vorschädigung, d.h. in diesem Fall die Anzahl der bereits erfolgten Frost-Tau-Wechsel im CF- bzw. CDF-Test hat keinen nachweisbaren Einfluss.

5.10.3 Abwitterungen

Im Folgenden soll untersucht werden, ob sich Lagerungszeiten im Klimaraum (Trockenphasen) auch auf das Abwitterungsverhalten im CDF-Test auswirken. Zuerst soll der Einfluss der Lagerungsdauer auf die Abwitterung im ersten Befrostungszyklus untersucht werden. Die US-Betonproben, welche nach einer langen Lagerungszeit im Klimaraum (20°C und 65 % r.F.) dem ersten Befrostungszyklus ausgesetzt wurden, zeigen im Vergleich zu den nach Vorschrift geprüften Proben andere Abwitterungskurven (Diagramm 5-25). Bei Proben mit einer insgesamt starken Abwitterung (Us4) nach vorschriftsgemäßer Prüfung ist die Abwitterung zu einem späteren Prüfzeitpunkt geringer, da der Beton insgesamt einen höheren Hydratationsgrad erreicht hat und somit die Struktur des Betons widerstandsfähiger ist. Bei Proben mit relativ geringen Abwitterungen nach vorschriftsgemäßigem Prüfzeitraum (Us9) nimmt nach längerer Vorlagerung die Abwitterung zu. In diesem Fall fällt sicherlich die erhöhte Wasseraufnahme nach der Trockenphase ins Gewicht; außerdem bewegen sich die Abwitterungen unter 500 g/m² nach 28 FTW, so dass hier keine nennenswerten Qualitätsunterschiede hervorzuheben sind. Beide später geprüften Betone zeigen außerdem sehr ähnliche Kurvenverläufe. Trotz einer ca. 7-monatigen Unterbrechung nach dem 28. FTW (entspricht frostfreiem Sommer) verlaufen beide Kurven relativ stetig weiter.

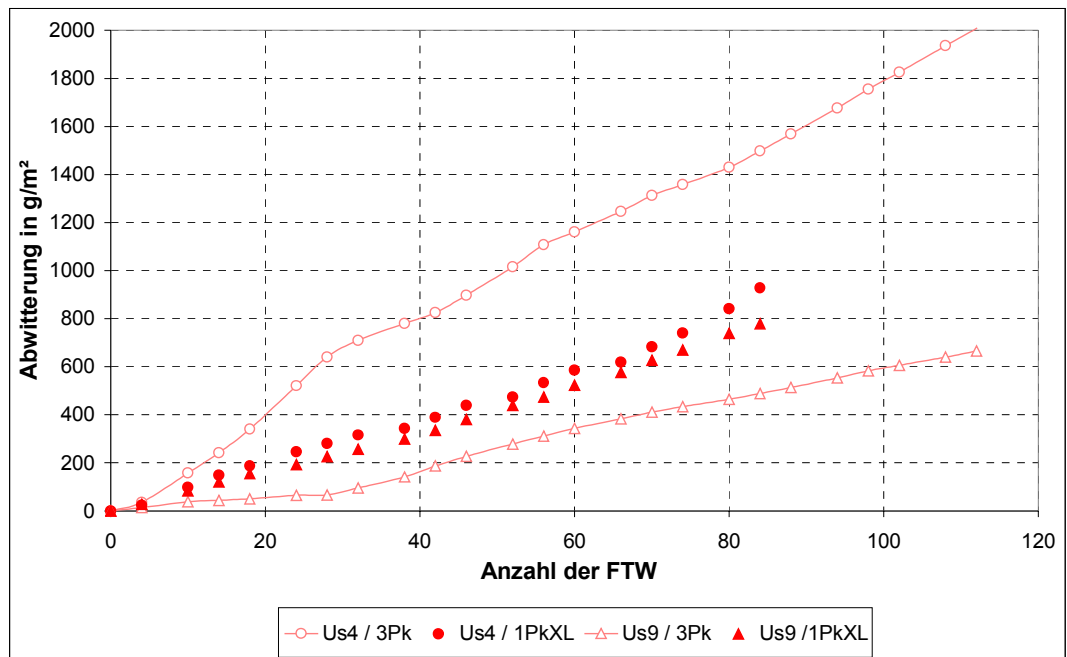


Diagramm 5-25: Einfluss des Probenalters auf die Abwitterung bei der Erstbefrostung, Beispiel Us4 und Us9, Prüflösung: NaCl-Lösung, XL: extra lange Vorlagerung im Klimaraum

Die Untersuchung des Zusammenhanges zwischen Trocknungsdauer und Abwitterung während weiterer Befrostungszyklen ist anhand folgender Diagramme (Diagramm 5-26, Diagramm 5-27, stellvertretend für die in dieser Untersuchungsreihe geprüften US-Betonproben) dargestellt. Nach einer Trocknungsphase kommt es hier ab dem 28. FTW jeweils zu einem Anstieg in der Abwitterung, dies allerdings nur ersichtlich bei der für die Befrostung mit NaCl-Lösung stehenden Kurve. Der Anstieg und der Kurvenverlauf der Abwitterung in dieser zweiten Befrostungsphase ist dabei unabhängig von der Dauer der Trocknungsphase, d.h. die jeweils helle Kurve mit leerem Symbol (kurze Trocknungsphase) und die dunkle Kurve mit gefülltem Symbol (lange Trocknungsphase) zeigen einen fast deckungsgleichen Verlauf. Erst später, ab dem 40. FTW bzw. der 3. Befrostungsphase, gehen die Kurven (mitunter nur abschnittsweise) auseinander. Dabei gibt es keine ablesbare Tendenz, welchem Lagerungsregime die größte Abwitterung zuzuordnen ist. Lediglich bei einem Beton mit höherer Abwitterung (Diagramm 5-26) könnten spätere Zweitbefrostungen zu günstigerem Abwitterungsverhalten führen. Insgesamt ist der Abwitterungsverlauf abhängig von der jeweiligen Betonqualität.

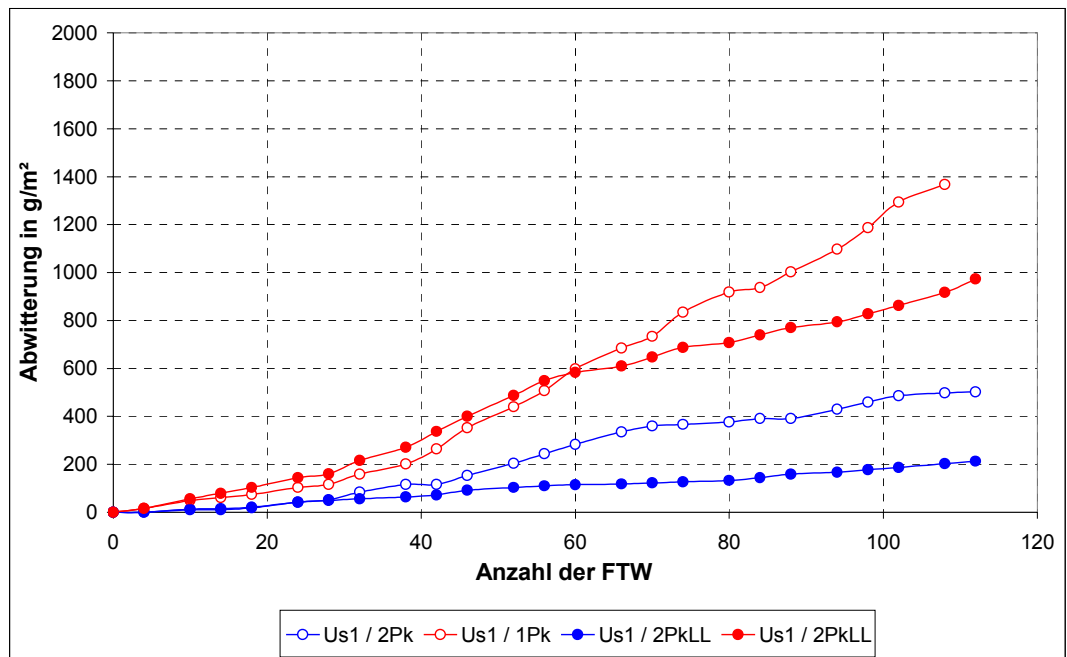


Diagramm 5-26: Einfluss des Probenalters bzw. Trocknungszustandes auf die Abwitterung bei weiteren Befrostungszyklen, Beispiel Us1, Blau: Wasser, Rot: NaCl-Lösung, LL: längere Trockenphase nach 28. FTW im Klimaraum

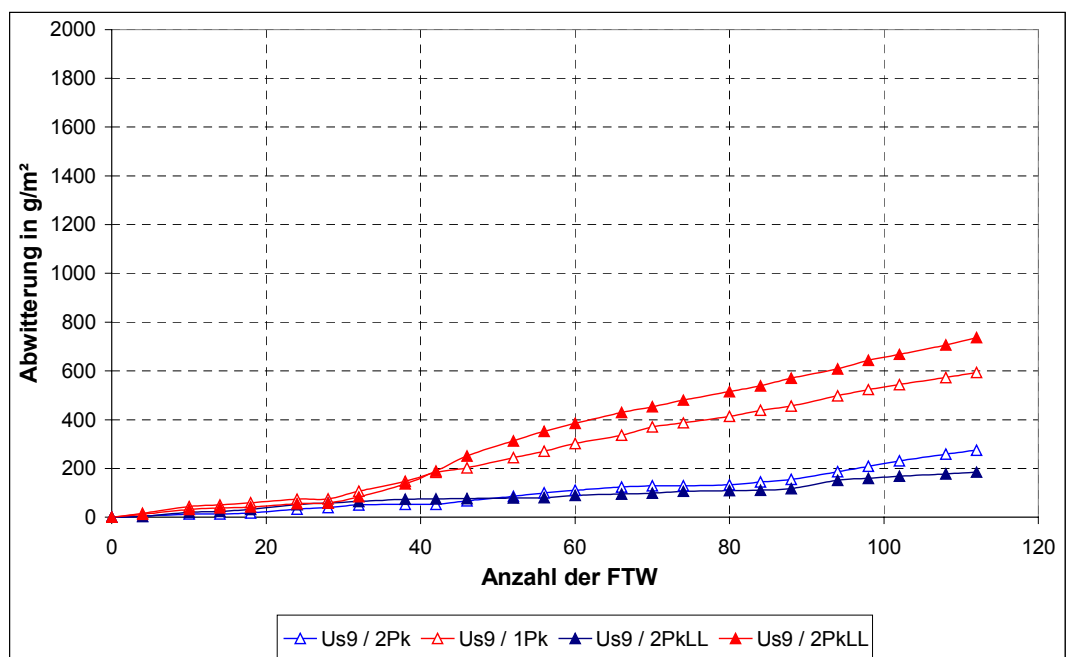


Diagramm 5-27: Einfluss des Probenalters bzw. Trocknungszustandes auf die Abwitterung bei weiteren Befrostungszyklen, Beispiel Us9, Blau: Wasser, Rot: NaCl-Lösung, LL: längere Trockenphase nach 28. FTW im Klimaraum

Stellvertretend für die in Deutschland hergestellten Betonproben ist am Beispiel des Betons Dk1, hergestellt mit Porphyries, der Abwitterungsverlauf aufgeführt (Diagramm 5-28). Diese Proben zeigen unabhängig von der Lagerungsdauer im Klimaraum einen relativ stetigen Abwitterungsverlauf.

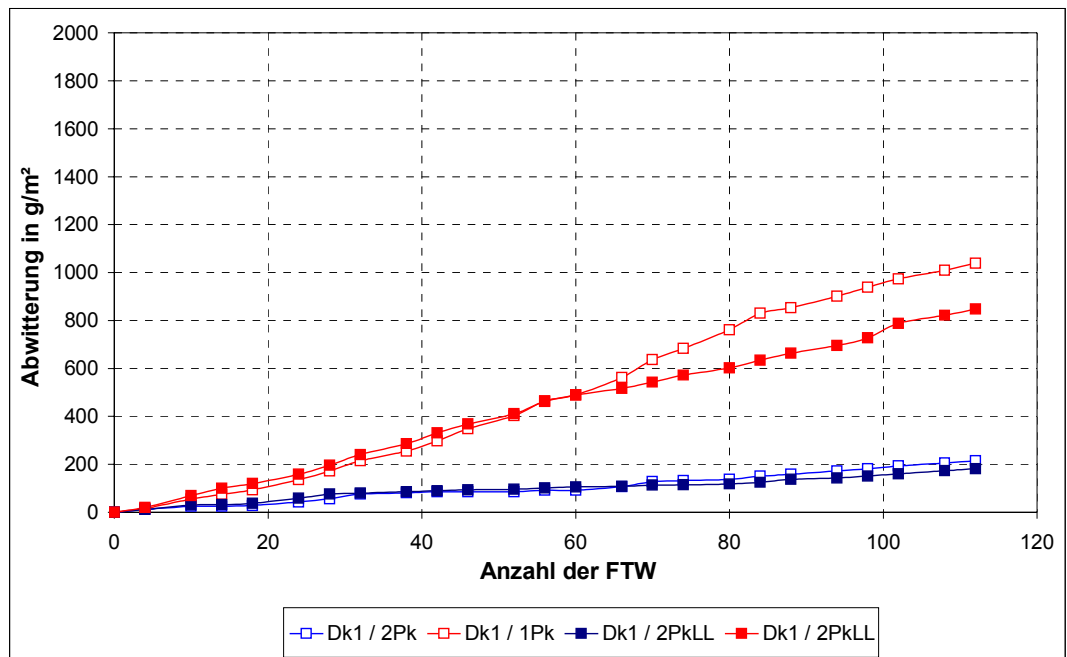
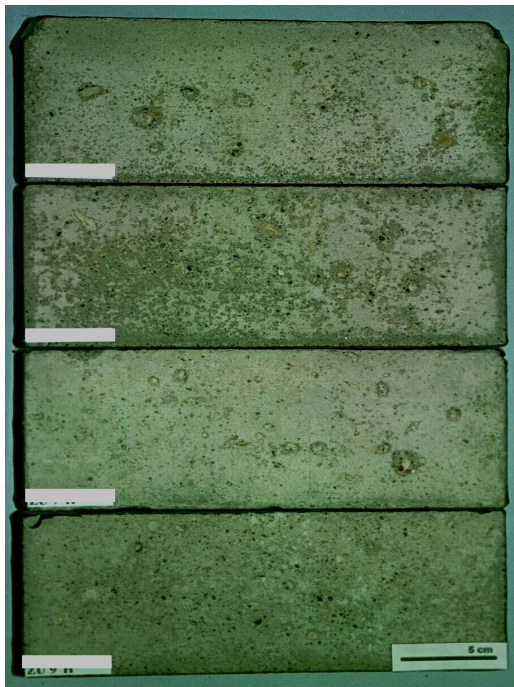


Diagramm 5-28: Einfluss des Probenalters bzw. Trocknungszustandes auf die Abwitterung bei weiteren Befrostungszyklen, Beton mit deutschem Porphyrykies Dk1, Blau: Wasser, Rot: NaCl-Lösung, LL: längere Trockenphase nach 28. FTW im Klimaraum

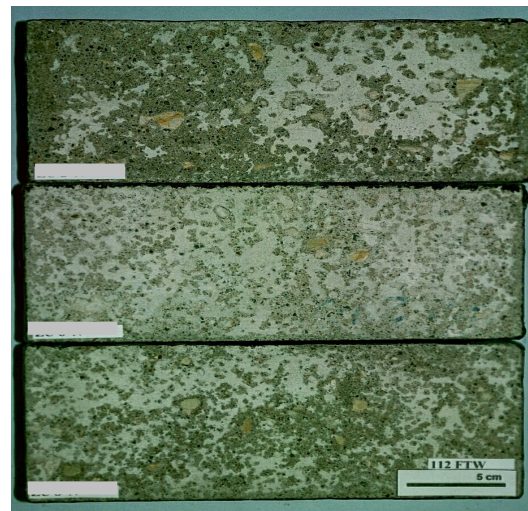
Aus diesen Ergebnissen ist zu schlussfolgern, dass das Probenalter und die Sättigung infolge kapillaren Saugens vorrangig bei der ersten Befrostung eine Rolle für die Abwitterung spielen. Auffällig ist, dass im Gegensatz zu den in Deutschland hergestellten Betonen die USA-Betone bei der 2. Befrostungsphase jeweils einen starken Anstieg zeigten - unabhängig von der Länge Trocknungsphase. Sicherlich wird der etwas niedrigere w/z-Wert und die etwas höheren Luft-Gehalt der Betone die geringe Abwitterung bei der Erstbefrostung bewirkt haben. Da die Betone zudem mit frostkritischen Zuschlägen hergestellt wurden, welche auch in der Praxis erst zu späteren Zeitpunkten bzw. nach einer höheren Anzahl an Frost-Tau-Wechseln Schäden zeigen, treten auch im Labor erst ab späteren Befrostungsphasen Schäden bzw. stärkere Abwitterungen auf. D.h. die bessere Matrix im Vergleich zu den deutschen Betonen kann auf Dauer keine ausreichende Sicherheit geben.

5.10.4 Makroskopische optische Änderungen

Nach Beendigung des 112. FTW erfolgte an allen dem CDF-Test unterzogenen Proben eine makroskopische, optische Begutachtung. Entsprechend den Erkenntnissen aus den erfassten Abwitterungen wurde hier ebenfalls deutlich, dass die in Wasser befestigten Proben optisch geringere Schäden aufwiesen, als die in NaCl-Lösung geprüften Proben. Generell war ersichtlich, dass die Betonmatrix insbesondere nach 112 FTW Befrostung unter Wasser noch sichtlich Intakt war (Abbildung 5-1a). Lediglich durch Popout-Bildung über Zuschlägen kam es partiell zur Abwitterung. Bei manchen Serien traten einzelne Popouts allerdings nur an ein oder zwei Proben auf. Die stellenweise intakte Matrix ist auch bei mit Salzlösung befestigten Proben noch sichtbar (Abbildung 5-1b), allerdings treten hier bei den meisten Serien deutlich mehr Popouts auf.



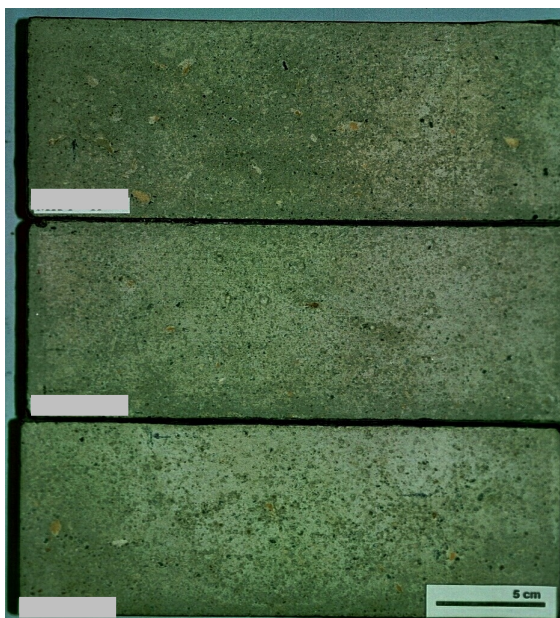
a) Nach CF-Test, Prüflösung: Wasser



b) Nach CDF-Test, Prüflösung: NaCl-Lösung

Abbildung 5-1: Schädigung der Oberfläche, Betonserie Us9; a) Matrix relativ intakt; b) Schäden durch Abwitterung und Popouts; Messmarke: 5 cm

Besonders auffällig waren die Proben der Serie Us6. Während die im Wasser befestigten Prüfflächen bis auf einzelne kleine Popouts sehr gut erhalten waren (Abbildung 5-2a), zeigten die im Test von Luft umgebenen Probenrückseiten starke Rissbildungen (Abbildung 5-2b, Abbildung 5-3).



a) Prüffläche



b) Gegenseite

Abbildung 5-2: CF-Prüffläche der Proben Us6 nach 112 FTW, Prüflösung: Wasser; a) keine oberflächlichen Schäden; b) Rissbildungen; Messmarke: 5 cm

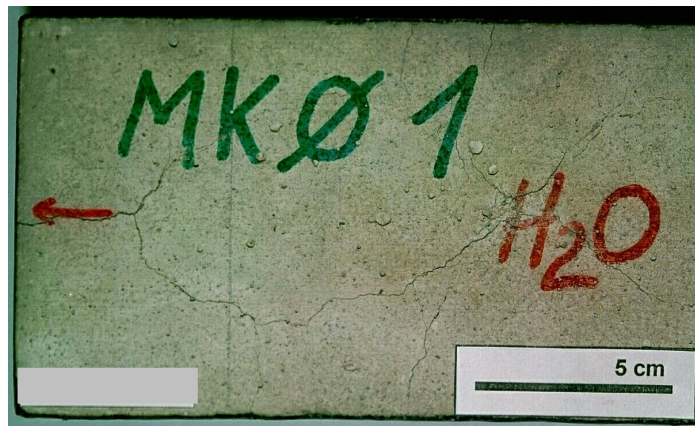
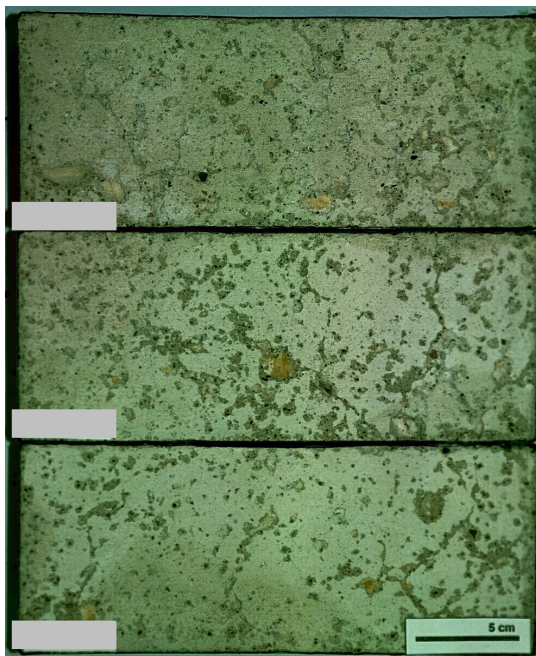


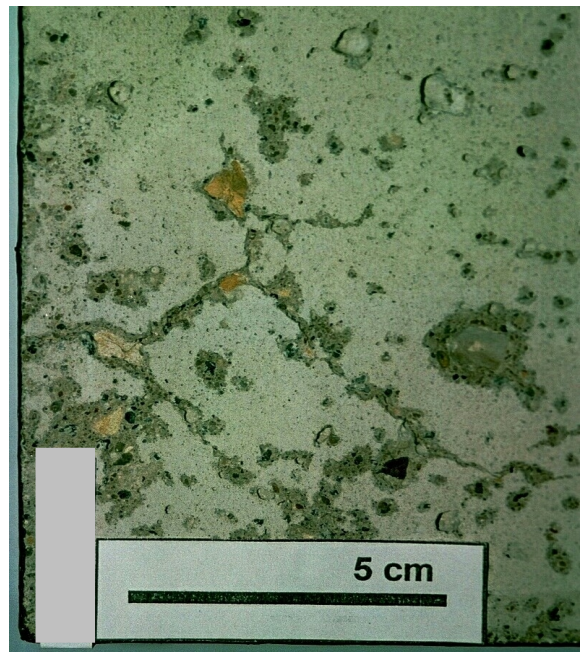
Abbildung 5-3: Rissbildung auf der Rückseite einer Probe von Us6 Detail nach 112 FTW, Prüflösung: Wasser

Ursache hierfür kann einerseits die Probekörperbiegung infolge einaxialer Befrostung sein, wobei die befestete Seite eine Verkürzung und die dem Frostangriff abgewandte Seite eine Dehnung aufweist. D.h., dass die abgewandte Seite den zusätzlichen Spannungen (neben denen aus den frostkritischen Zuschlägen) nicht widerstehen kann, im Gegensatz zur fest gefrorenen Befrostungsseite.

Im Gegensatz dazu zeigten die in NaCl-Lösung befesteten Proben neben einzelnen großen Popouts Rissbildungen nur auf der Prüffläche (Abbildung 5-4a und b). Durch den Taumittelangriff kommt es hier sicherlich zu einer Schwächung der Matrix (u.a. infolge schichtenweisem Gefrieren) auf der Befrostungsseite, so dass die auftretenden Spannungen auf deren Ursprungsseite zu Schäden führen und nicht über andere Betonbereiche abgeleitet werden müssen.



a) Prüfflächen



b) Detail mit Rissbildung

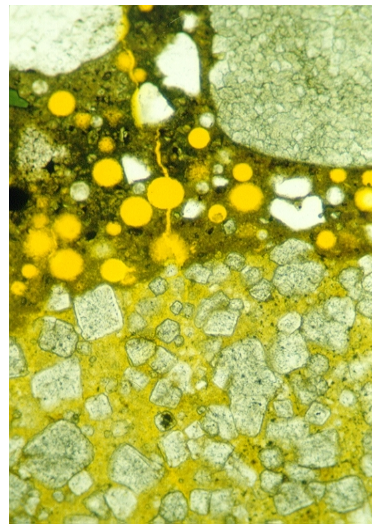
Abbildung 5-4: CDF-Prüfflächen mit Rissbildungen, Serie Us6, Prüflösung: NaCl-Lösung

5.10.5 Mikroskopische Änderungen - Dünnschliffmikroskopie

Nach 84 FTW wurde aus jeweils einer in NaCl-Lösung befrosten Probe der Mischungen Us1, Us3, Us4, Us6, Us9 und Dk1 ein Dünnschliff angefertigt. Bei der Begutachtung konnten zwar vereinzelte schwache Rissbildungen gefunden werden, jedoch sind diese in ihrem Ursprung nicht eindeutig den Zuschlägen zuzuordnen noch als Schaden zu deklarieren. Die beiden folgenden Abbildungen (Abbildung 5-5 a und b) stehen stellvertretend für alle hier mikroskopisch untersuchten Dünnschliffproben. Derartige poröse Zuschläge wie das Material Us6 in Abbildung 5-5a weist auch das Material Us9 auf. Risse wie sie in Abbildung 5-5 (Us6) ersichtlich sind, waren in Größe und Verlauf auch in den Dünnschliffen der Proben Us3, Us4 und Us9 zu finden.



a)



b)

Abbildung 5-5: Dünnschliffaufnahme möglicher frostkritischer Zuschläge Us6, a) poröses Zuschlagkorn, b) erste Rissbildung aus Zuschlag in die Matrix; Dünnschliffaufnahmen, lange Bildkante = 6,8 mm, Pol=

5.10.6 Innere Schädigungen

Wie den in oben beschriebenen Messungen zur Erfassung der inneren Schädigung wurde auch hier die Eigenschwingzeitmessung angewendet, die Frequenzänderung erfasst und unter Einbeziehung der Masse und der Geometrie der Probekörper die Änderung des dynamischen E-Moduls ermittelt.

Die Änderung des dynamischen E-Moduls während der 112 FTW sind stellvertretend für alle hier untersuchten Betone am Beispiel Us9 dargestellt (Diagramm 5-29, Diagramm 5-30). Beide Darstellungen unterscheiden sich darin, dass die Proben in Diagramm 5-29 nach dem 28. FTW, d.h. vor dem 2. Befrostungszyklus, und die Proben in Diagramm 5-30 nach dem 84. FTW, d.h. vor dem 3. Befrostungszyklus, für eine längere Trockenphase im Klimaraum lagerten (Pause). Auffällig wird, dass bei kürzeren Trockenphasen von z.B. 28 d im Klimaraum ein deutlicher Anstieg des dynamischen E-Moduls zu verzeichnen ist und bei sehr langen Lagerungszeiten der Anstieg geringer ist bzw. der E-Modul abfällt. Erklärbar ist dies durch „Healing“-Erscheinungen, welche möglicherweise nur bei bestimmten Feuchtezuständen zum Tragen kommen (kurzzeitiges Trocknen). Bei weiterer Trocknung der Proben oder bei Schwinderscheinungen weiten sich mögliche Risse oder Schwachstellen im Beton

soweit auf, dass die während der Trocknung abgelagerten und auskristallisierten Substanzen keine durchgehenden Brücken innerhalb der Schwachstellen mehr bilden. Um Schwind- und Healing-Effekte zu umgehen, sollten die Messungen zur Erfassung des E-Moduls an feuchten Proben erfolgen. Zudem ist gegenwärtig unter mitteleuropäischen Bedingungen keine mehr als 6 Monate andauernde Trockenphase zu erwarten, die einen Abfall des dynamischen E-Moduls bewirken könnte. Anhand Diagramm 5-29 und Diagramm 5-30 wird ersichtlich, dass sich Proben geprüft in Wasser (H) und in NaCl-Lösung (N) sehr ähnlich – z.T. fast identisch – verhalten. Auch die Probe, deren Erstbefrostung nach einer langen Lagerzeit (LL) im Klimaraum erfolgte, weist die gleiche Kurvencharakteristik auf, allerdings mit höheren E-Modul-Werten, da hier die erhöhte Feuchtigkeitsaufnahme Einfluss ausübt.

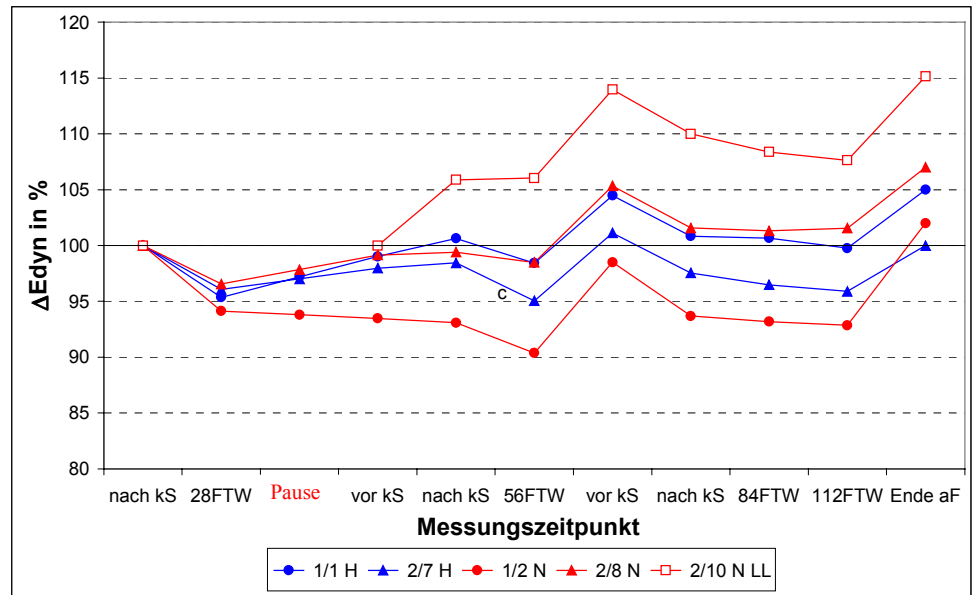


Diagramm 5-29: E-Modul-Änderung während 112 FTW, Probe Us9 / Lagerungsregime 1, kS: kapillares Saugen, aF: nach 28 d Klimaraum bei 20°C/65 % r.F.

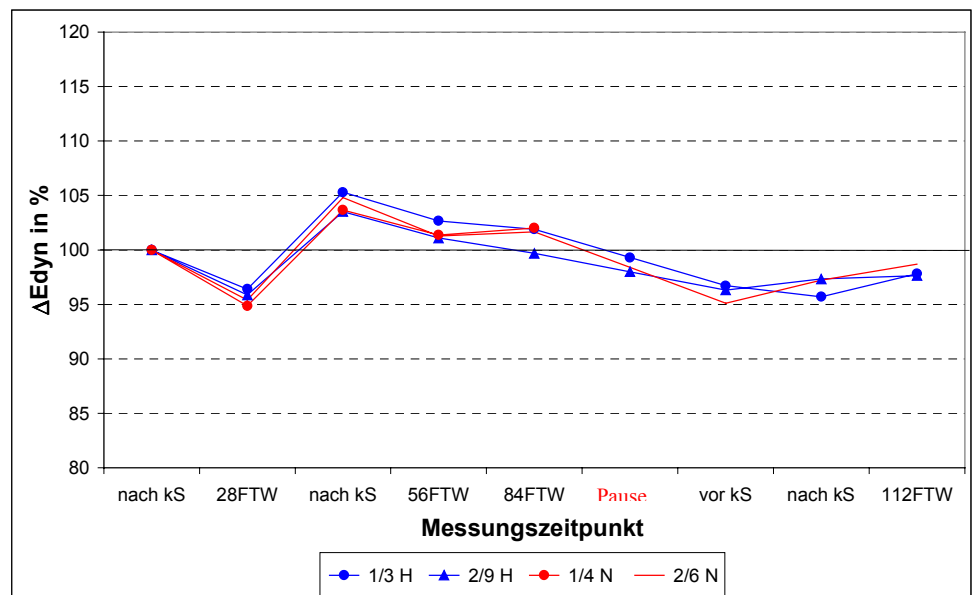


Diagramm 5-30: E-Modul-Änderung während 112 FTW, Probe Us9 / Lagerungsregime 2, kS: kapillares Saugen

5.10.7 Längenänderungen

Die Längenänderung der Proben über den gesamten Beobachtungszeitraum von 56, 84 bzw. 112 Frost-Tau-Wechseln ist in Diagramm 5-31 dargestellt.

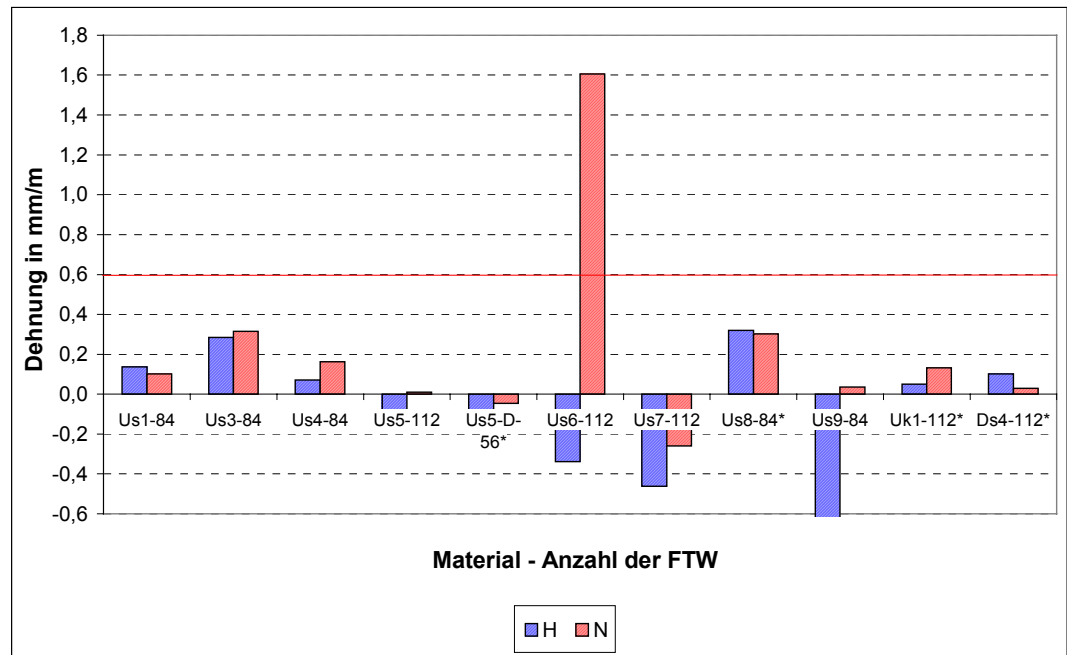


Diagramm 5-31: Längenänderung der Betonproben (von feucht nach kapillarem Saugen bis trocken nach FTW und 28 d bei 20°C/65 % r.F.; *: Messbeginn: trockene Proben vor kapillarem Saugen); H: Wasser, N: NaCl-Lösung

Hinsichtlich verstärkter Dehnungen werden die Betonproben Us3, Us6 und Us8 auffällig, jedoch nur Us6 überschreitet die kritische Dehnung von 0,6 mm/m und nur bei Prüfung mit NaCl-Lösung. Die Verkürzung der Längen bei den in Wasser geprüften Proben von Us6 und weiteren Betonmischungen deuten allerdings auf die Problematik dieser Beurteilungsweise hin. Zum einen wurde hier nicht die Längenänderung infolge des ersten kapillaren Saugens erfasst und zum anderen kommt die Wirkung der Trocknungsphasen auf die Längenänderung nicht zum Ausdruck.

Daher wird im Folgenden (Diagramm 5-32, Diagramm 5-33 und Diagramm 5-34) der Verlauf der Längenänderungen über den Beobachtungszeitraum an 3 Beispielen stellvertretend für alle hier geprüften Betone aufgezeigt. Ersichtlich wird neben dem nahezu identischen Dehnungsverlauf der Proben geprüft in Wasser bzw. in NaCl-Lösung, dass zwischenzeitliche Trocknungsphasen zum Rückgang der feuchtigkeitsbedingten Dehnung führen. Je nach Betonqualität kann die Dehnung während der 28tägigen Lagerung im Klimaraum bei 20°C und 65 % relativer Luftfeuchte dem Ausgangswert zu Messungsbeginn nahe kommen bzw. ihn wieder erreichen. Bei weiterer Lagerung im Klimaraum kann der Probekörper weitere Feuchtigkeit abgeben, d.h. Feuchtigkeit, die in Abhängigkeit vom w/z-Wert bei Prüfungsbeginn noch im Beton war und nun nach fortgeschrittener Hydratation überschüssig ist (nicht für diese benötigt wird). Die Proben unterliegen dem Schwinden, was sich in Dehnungswerten unter dem Anfangswert widerspiegelt.

Weiterhin kann durch den Kurvenverlauf der Probe Us8 (Diagramm 5-33) – insbesondere im Abschnitt des 3. CDF-Testes - der Nachteil von Dehnungsmessungen im Feuchtzustand

während der Befrostung verdeutlicht werden. Auch wenn die Proben nach der Befrostung auf der Befrostungsseite und im Inneren mindestens 15°C erreicht haben, so entspricht die Probe hinsichtlich ihrer temperaturbedingten Ausdehnung nicht dem Zustand bei 20°C (für gesamte Probe). Somit werden während der Befrostungen mitunter Verkürzungen aufgezeichnet. Auch Diagramm 5-35 verdeutlicht diesen Sachverhalt.

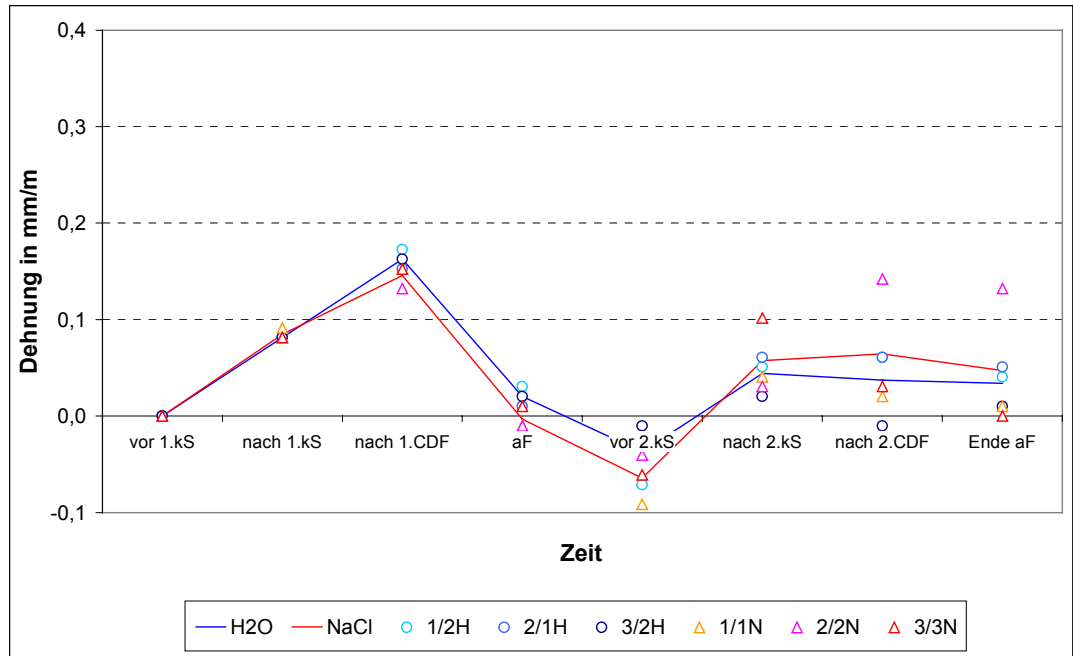


Diagramm 5-32: Längenänderung der Betonproben Uk1-D, kS: kapillares Saugen, aF: nach 28 d Klimaraum bei 20°C/65 % r.F.; H: Wasser, N: NaCl-Lösung

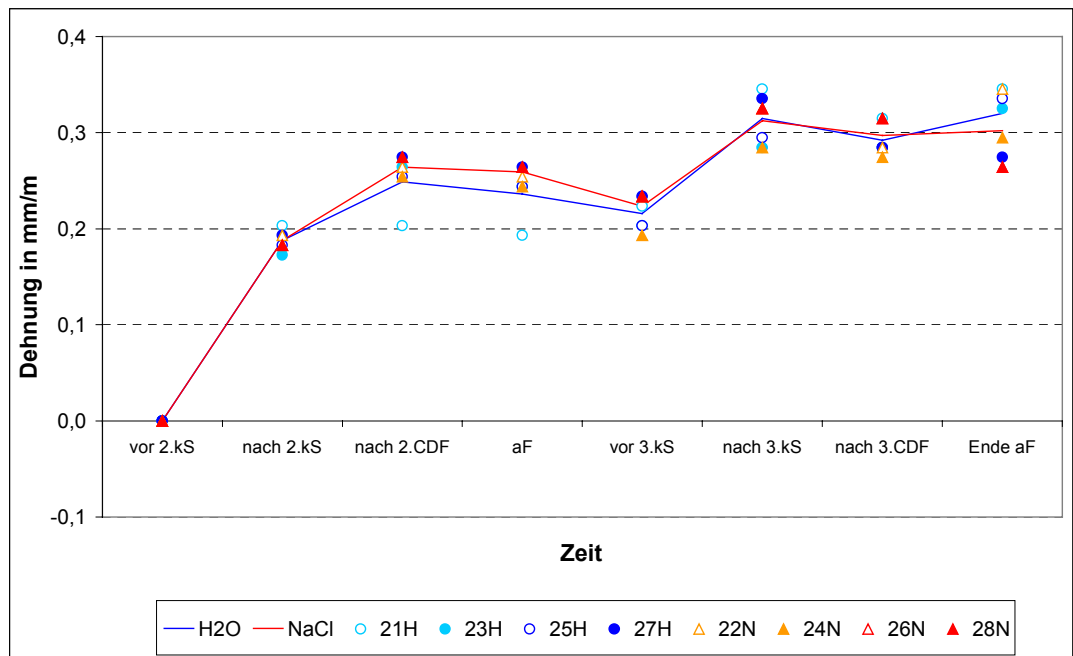


Diagramm 5-33: Längenänderung der Betonproben Us8, kS: kapillares Saugen, aF: nach 28 d Klimaraum bei 20°C/65 % r.F.; H: Wasser, N: NaCl-Lösung

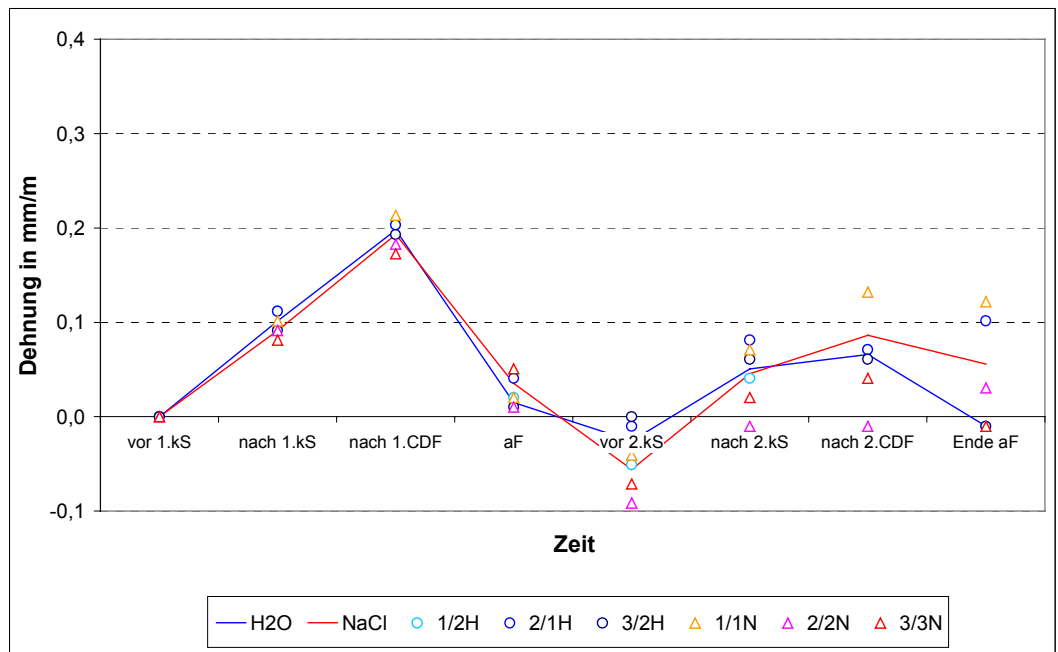


Diagramm 5-34: Längenänderung der Betonproben Ds4, kS: kapillares Saugen, aF: nach 28 d Klimaraum bei 20°C/65 % r.F.; H: Wasser, N: NaCl-Lösung

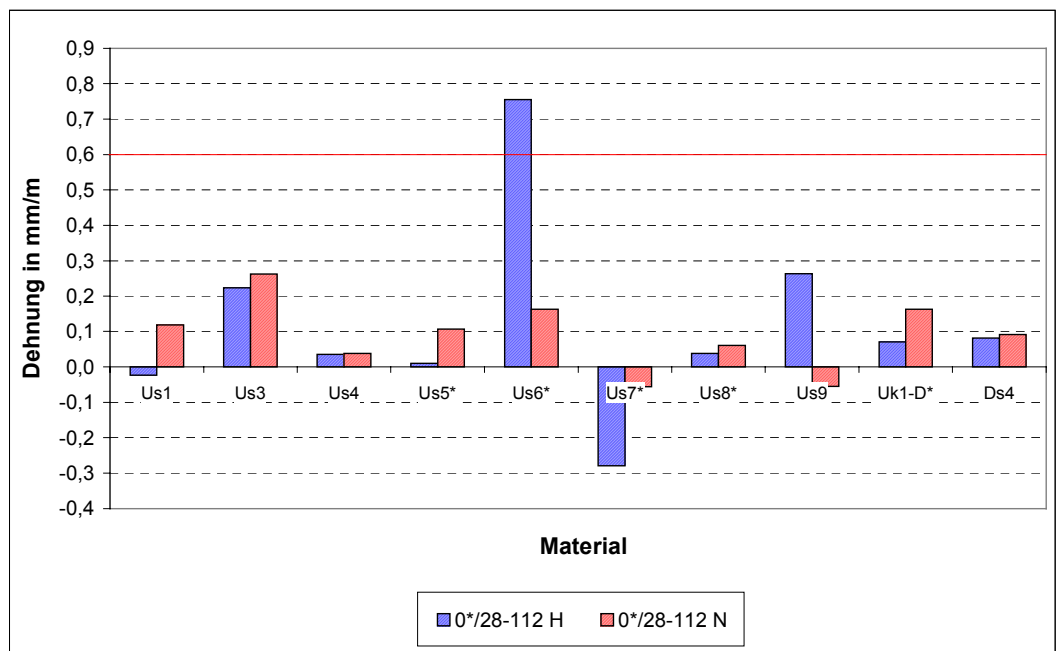


Diagramm 5-35: Vergleich der Längenänderungen: während CDF-Test/ohne Trocknungsphasen (feucht nach kapillarem Saugen und nach Befrostung; d.h. Temperatur- und Feuchteinfluss), H: Wasser, N: NaCl-Lösung

5.10.8 Vergleiche der Untersuchungsergebnisse zur Betondauerhaftigkeit

Bei einem Vergleich des kapillaren Saugens während der 112 FTW und der dabei entstandenen Abwitterungen sind widersprüchliche Aussagen erkennbar (Tabelle 5-6). Während die Proben Us3 und Us4 sowohl beim kapillaren Saugen als auch bei der Abwitterung die höchsten Werte der hier untersuchten Serien aufwiesen, zeigten die Proben Us6 und Us9 beim kapillaren Saugen Höchstwerte und bei der Abwitterung die niedrigsten

Werte. Im Gegensatz dazu kam es während der 112 FTW bei den Proben Us5 und Ds4 zu sehr geringen Masseänderungen infolge kapillaren Saugens und zu sehr hohen Masseänderungen infolge entstandener Abwitterungen.

Tabelle 5-6: Korrelation kapillares Saugen, Abwitterung, Dehnung und E-Modul-Abfall, grüne Felder: Korrelation, rote Felder: keine Korrelation

	kapillares Saugen	Abwitterung	Dehnung	E-modul-Abfall
höchste Werte	Us6	Ds4	Us6	Us6
	Us3	Us4	Us3	Us1, Us9
	Us4, Us9, Dk1	Us3	Us9	Us4, Dk4
		Us5		
niedrigste Werte	Us5	Us9	Us8	Us7, Us8, Us5
	Ds4	Us6	Uk1, Ds4	Uk1, Ds4, Dk1
	BN-D2	Us8, Dk1		

Entsprechend den Darstellungen in den folgenden Diagrammen sind hinsichtlich des kapillaren Saugens (Diagramm 5-36) die Betone, hergestellt mit den carbonatischen Zuschlagmaterialien Us6 und Us3 sowie dem deutschen Porphyrykies Dk1, als frostkritisch zu bewerten. Denn die Theorie sagt aus, dass eine stärkere innere Schädigung zu verstärktem Saugen während der Befrostung führt. Bezüglich der Abwitterung (Diagramm 5-37) sind die Betone mit den US-amerikanischen-Zuschlägen Us3 und Us4 als frostkritisch zu beurteilen. Allerdings weisen diesmal die Materialien Us6 und Us9 sehr geringe Masseverluste auf. Bei den deutschen Materialien ist hinsichtlich der Abwitterung das Zuschlagmaterial Ds4 als frostkritisch zu bewerten, während das Material Dk1 vergleichsweise geringe Abwitterungen nach 112 FTW aufweist. Hierbei wird wiederum die Theorie bestätigt, dass frostkritische Zuschläge zwar zu Popouts führen, aber die Häufigkeit des Auftretens dieser nicht unbedingt mit der inneren Schädigung korreliert.

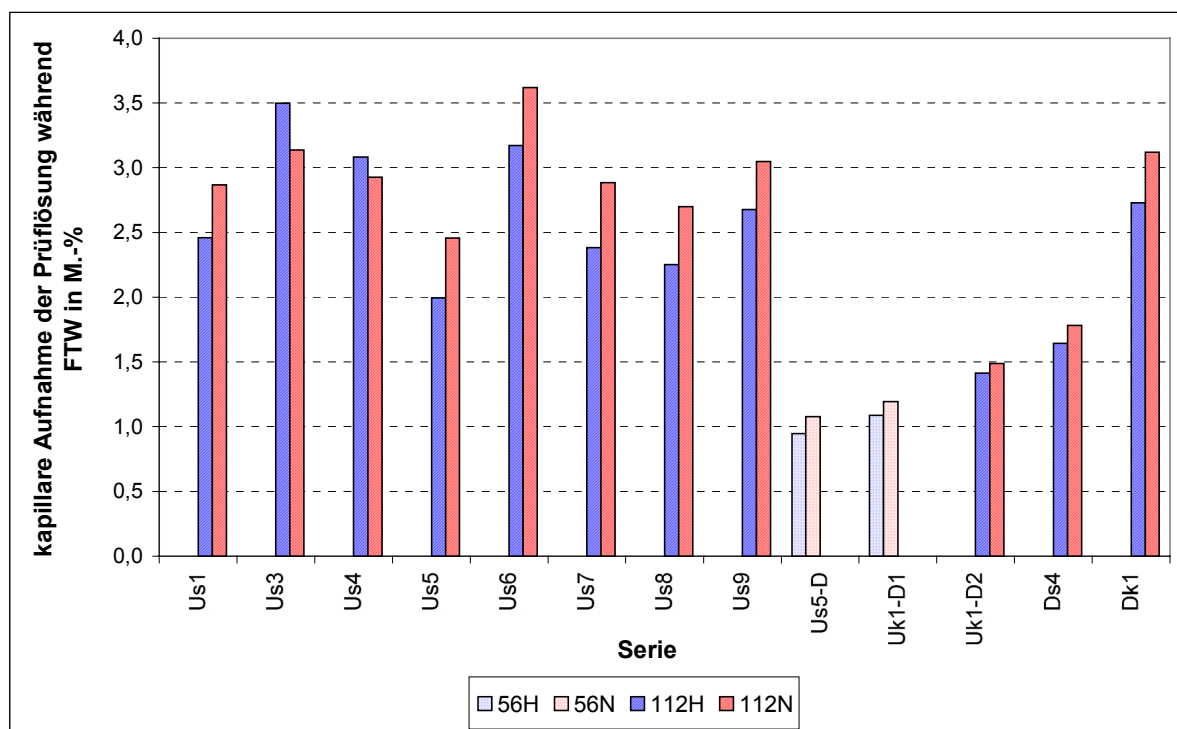


Diagramm 5-36: Ergebnisse des CDF-Tests, kapillares Saugen während 56 bzw. 112 FTW

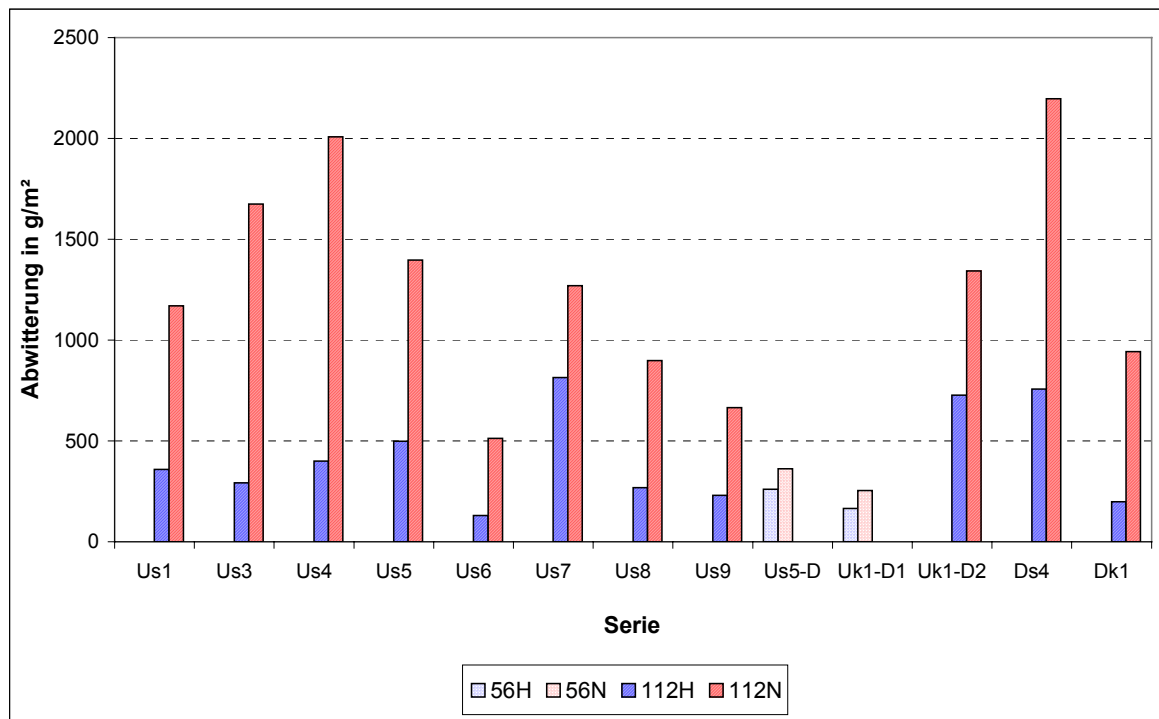


Diagramm 5-37: Ergebnisse der CDF-Tests, Abwitterung während 56 bzw. 112 FTW

Tabelle 5-6 zeigt auch eine Korrelation der Dehnungswerte und der E-Modul-Abfälle mit dem kapillaren Saugen. Auch hier weisen Us3, Us6 und Us9 bzw. Us6 und Us9 die schlechtesten Dauerhaftigkeitswerte auf. In Diagramm 5-38 sind die E-Moduländerungen während der 112 FTW dargestellt (E-Modul-Änderungen während der jeweiligen Befrostungen addiert, Vernachlässigung der Trockenphasen). Ein Abfall des dynamischen E-Moduls ist bei den Proben Us1, Us3, Us4, Us6, Us9 und Dk1 - Letztere nur in Wasser befrosten - zu verzeichnen. Allerdings ist der Abfall des E-Moduls bei den Proben Us3 und Dk1 sehr gering. Lediglich bei Us6 fällt der dynamische E-Modul mehr als 20 % ab und liegt somit in einem Bereich, der den Beton als nicht frostwiderstandsfähig bewertet.

Diagramm 5-39 zeigt auch auf, dass es von Vorteil für eine objektive Bewertung ist, die Längenänderungen zwischen dem trockenen Zustand vor dem kapillaren Saugen und dem Trockenzustand nach 28tägiger Lagerung im Klimaraum aufzuzeichnen, da hierbei die nicht-reversible Dehnung, die bei entsprechendem Ausmaß zum Schaden führen kann, erfasst wird. Diese Bewertungsmethode spiegelt zudem die makroskopisch erfassten optischen Änderungen (starke Rissbildungen, obige Abbildung 5-2 bis Abbildung 5-4) wieder, d.h. die in Wasser befrosten Proben Us6 zeigten die stärkste Rissbildung.

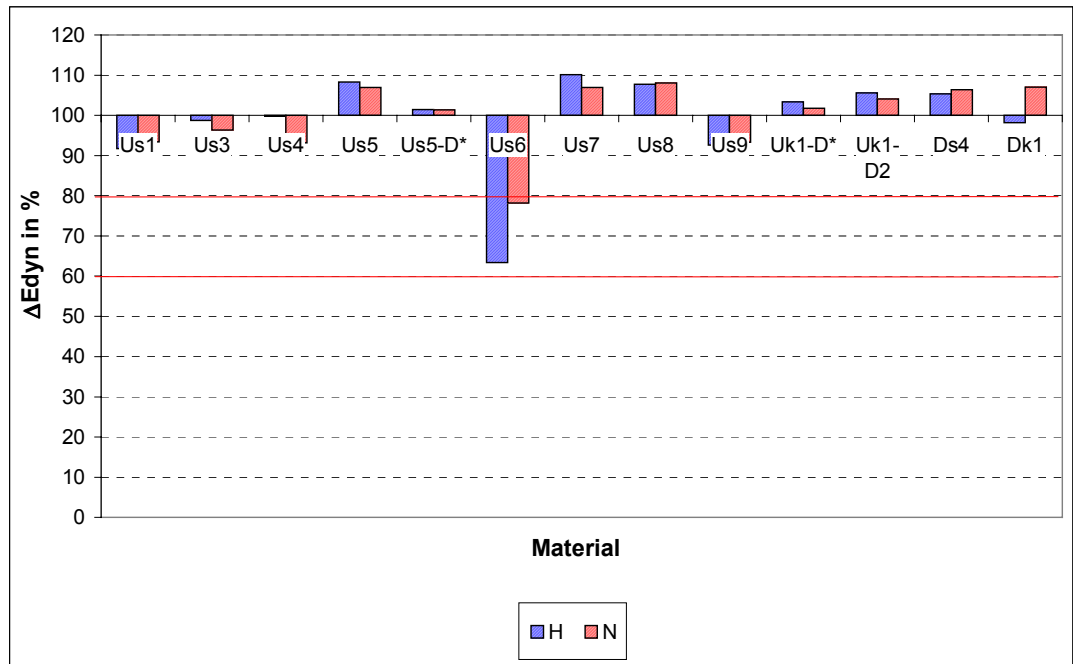


Diagramm 5-38: Änderung des dynamischen E-Moduls während 112 FTW, H: Wasser, N: NaCl-Lösung

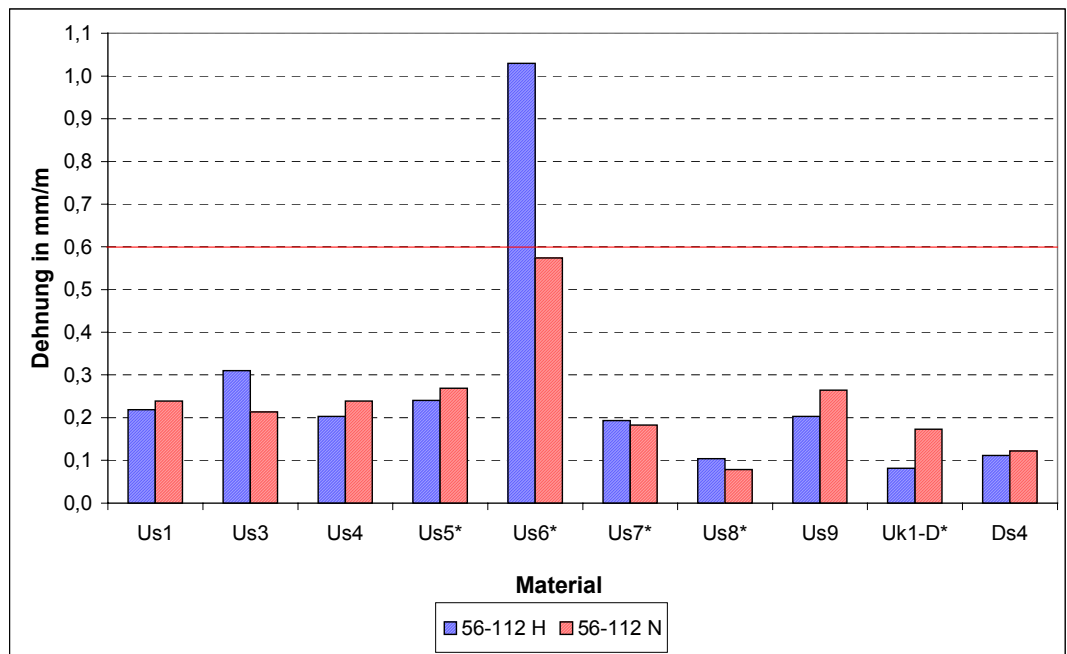


Diagramm 5-39: Vergleich der Längenänderungen: nur während CDF-Test/ohne Trocknungsphasen, Messung vor kapillarem Saugen (trocken) und nach 28tägiger Lagerung im Klimaraum bei 20°C/65 % r.F. (trocken), H: Prüflösung Wasser, N: NaCl-Lösung

5.11 Korrelation der CDF-Ergebnisse zu ASTM C 666-Ergebnissen

Der Abfall des dynamischen E-moduls während der Frost-Prüfung nach ASTM C 666 /195/ (Anhang 2) ist in Diagramm 5-40 dargestellt. Auffällig ist der starke Abfall des E-Moduls innerhalb der ersten 100 FTW unter 40 % bei der Probenserie Us1 und Us6. Tendenziell besteht hier eine Korrelation zu den während des CDF-Testes ermittelten E-Modul-Werten, allerdings war das Material Us1 anhand des beim ASTM-Test ermittelten E-Modul-Abfalls als frostkritisch bewertet worden. Der Beton mit dem deutschen Porphyr Dk1 weist auch im ASTM-Test nur relativ geringe, nicht als kritisch zu bewertende, E-Modul-Änderungen < 5 % auf. In Diagramm 5-41 wird ersichtlich, dass in der Prüfung nach ASTM C 666 der dynamische E-Modul des Betons Us3 nach ca. 120 FTW und des Betons Us4 nach ca. 290 FTW unter 80 % abfällt, während sich Us9 dieser Grenze bei 300 FTW annähert.

Auch bei der Aufzeichnung der Längenänderung der Probenserie Us6 wird das frostkritische Verhalten dieses Materials deutlich (Diagramm 5-42). Bei 100 FTW wurde eine Längenänderung von 0,08 % (0,8 mm/m) ermittelt, wobei dieser Wert den Grenzwert von 0,06 % (0,6 mm/m) eindeutig übersteigt. Der aus der Praxis als gut bekannte Frostwiderstand des Materials Us7 wird durch die Dehnungswerte bestätigt. Entsprechend den Tendenzen der E-Modul-Ergebnisse verhalten sich auch die Betone Us1, Us3, Us4 und Us9 hinsichtlich der Längenänderung (Diagramm 5-42). Us1 überschreitet die kritische Dehnung von 0,06 % (0,6 mm/m) nach 59 FTW und Us3 nach 144 FTW, während sich Us4 bei 300 FTW der Grenze um 0,005 % annähert (Diagramm 5-43).

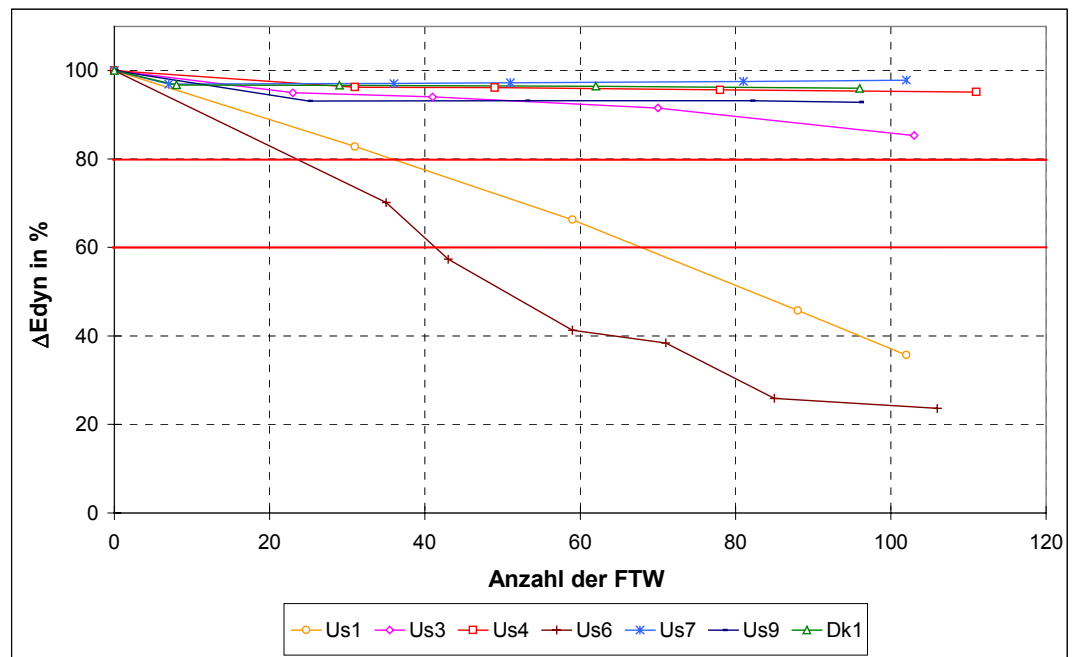


Diagramm 5-40: Abfall des dynamischen E-Moduls während des ASTM-Tests bis maximal 112 FTW

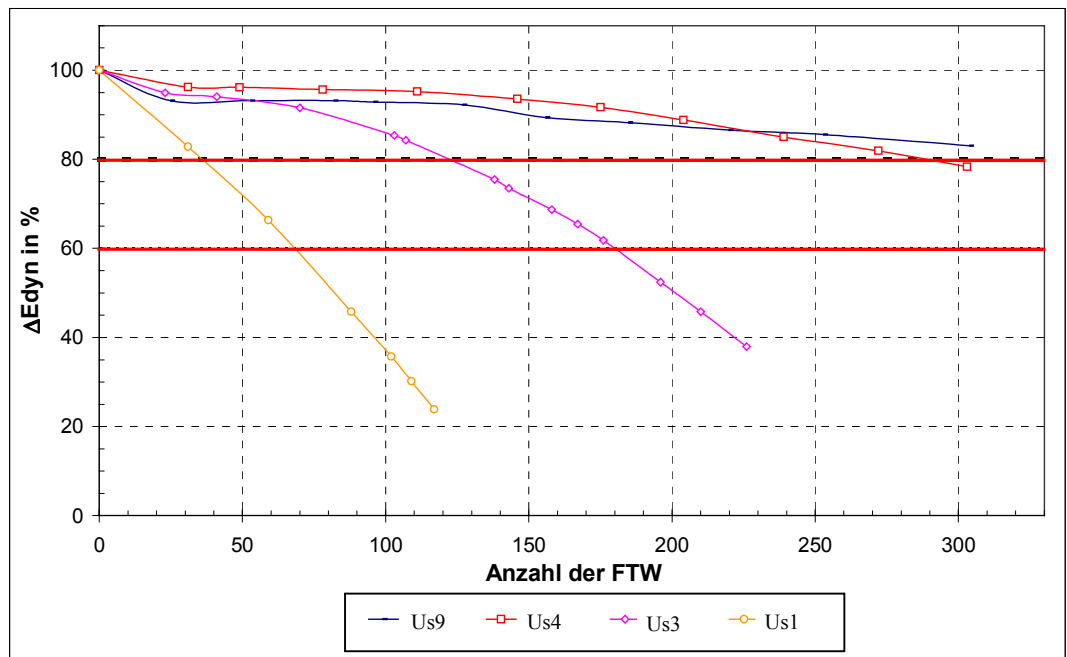


Diagramm 5-41: Abfall des dynamischen E-Moduls während des ASTM-Tests bis ca. 300 FTW

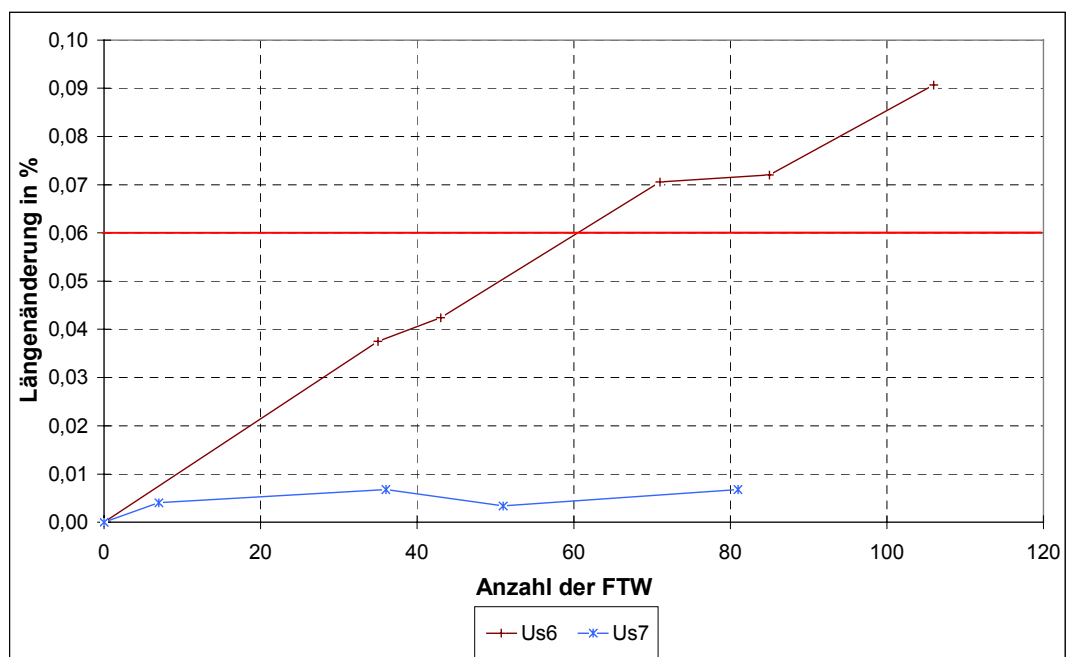


Diagramm 5-42: Längenänderung der Proben Us6 und Us7 während des ASTM-Tests bis maximal 112 FTW

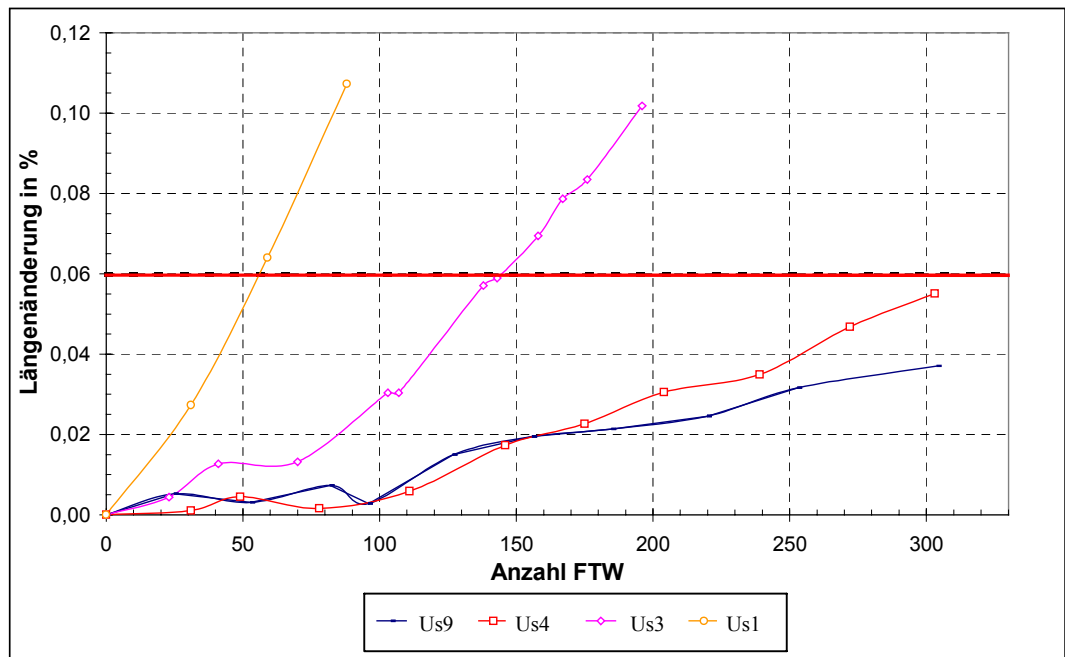


Diagramm 5-43: Längenänderung während des ASTM-Tests bis 300 FTW

Hinsichtlich des ASTM-Tests ist zu vermerken, dass im Prüfregime - insbesondere hinsichtlich Gefrierzeiten - große Spielräume gelassen werden, so dass nicht unbedingt eine hohe Reproduzierbarkeit der Absolutwerte zu erwarten ist.

5.12 Zusammenfassende Wertung der Prüfverfahren

Sehr stark frostgefährdete Materialien wie der dolomitische US-Splitt Us6 weisen in fast allen Untersuchungsmethoden geringe Dauerhaftigkeiten aus. Lediglich über die Betonabwitterung konnte dies nicht nachgewiesen werden. Allerdings gibt es eine Reihe von Materialien, die nur anhand einzelner Prüfverfahren Anzeichen auf eine geringere Dauerhaftigkeit geben. Weiterhin bescheinigen einige Prüfverfahren manchen Gesteinskörnungen eine schlechte Dauerhaftigkeit, obwohl nachweislich in der Praxis keine Schäden zu verzeichnen waren.

Da die Porengrößenverteilung der Gesteine einen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit ausübt, sind die reinen Wasseraufnahmen nicht als Bewertungskriterium, wie es die DIN 4226-1 u.a. vorgibt, geeignet.

Anhand von MIP und dilatometrischer Untersuchungen sind bei richtiger Vorgehensweise (Petrographie) definitiv Tendenzen erkennbar, ob ein Material ein frostkritisches Verhalten aufweisen wird. Allerdings ist für eine repräsentative Aussage über die Gesteinskörnung ein relativ hoher Aufwand notwendig.

Da die Tonmineraliengehalte der Gesteine im Allgemeinen sehr gering sind, kann nicht von einem primären Einfluss ausgegangen werden. Daher können mittels Vergleiche mehrerer Proben nur Tendenzen hinsichtlich stärkerer Quellneigung aufgezeigt werden. Ein Grenzwert kann nicht gegeben werden und ist zudem in dieser Größenordnung auch nicht als sinnvoll zu erachten.

Bei der Prüfung des Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstandes von Gesteinskörnungen nach DIN EN 1367-1 mit Wasser und NaCl-Lösung gilt als Masseverlust nur die Masse an

Bestandteilen, die durch ein Sieb der halben Maschenweite des Unterkornes hindurch fallen. Bei einer Fraktion 8/16 entspricht dies dem Sieb der Maschenweite von 4 mm, bei der Fraktion 16/22 einem Sieb der Maschenweite von 8 mm usw. Das heißt, dass bei Zerfall der Körner der Fraktion 8/16 in Körner > 4 mm das Material ohne Beanstandung als Frostbeständig einzustufen wäre. Die Ergebnisse dieser Arbeit zeigen, dass sich bei der Befrostung mit Wasser durch das Einbeziehen der Grobabwitterung neue Aussagen zur Qualität der Gesteinskörnungen ergeben. Bei einer Befrostung mit NaCl-Lösung ist infolge der vorrangig auftretenden Abwitterung von Feinmaterial die Bewertungsvorschrift nach DIN ausreichend, um die Materialien qualitativ zu bewerten.

Bei den Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Untersuchungen nach DIN EN 1367-1 und -2, Prüfung mittels Wasser, NaCl-Lösung und Magnesiumsulfat-Lösung, beeinflusst u.a. der hohe Sättigungsgrad (im Vergleich zu dem im Beton) das Prüfergebnis sehr stark, so dass keine ausreichenden Korrelationen zum Verhalten im Beton gefunden werden konnten.

Bei der Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Gesteinskörnungen mittels Magnesiumsulfat-Test nach DIN EN 1367-2 gibt es zudem eine Reihe von Unzulänglichkeiten hinsichtlich Prüfungsablauf und Prüfkriterium.

Anhand der über viele Jahre in den USA gemachten negativen Erfahrungen mit dem Magnesiumsulfat-Test ist grundsätzlich darüber nachzudenken, keine weiteren Forschungsmittel in die Verbesserung des Testes zu investieren. Es ist vielmehr auf positive Erfahrungen zu setzen, die mit anderen Prüfverfahren - z.B. dem Washington Hydraulic Fracture Test - gemacht wurden.

Der WHF-Test bringt eine sehr gute Korrelation zu den bekannten Dauerhaftigkeitswerten hervor. Mittels verbesserter Bewertungsvorschrift ist es mit diesem Test - auf Grundlage des bisherigen Wissenstandes zu Untersuchungen an Gesteinskörnungen für Beton - am besten möglich, von Untersuchungsergebnissen an Gesteinskörnungen auf die Betondauerhaftigkeit zu schließen.

Angriffe von Taumitteln verstärken die Schädigung sowohl bei Gesteinskörnungen als auch beim Beton deutlich. Dabei sind die Schädigungen an Gesteinskörnungen umso stärker, je geringer die Lösung konzentriert ist. Allerdings korrelieren die Ergebnisse mit unterschiedlichen Salzlösungen nicht vollständig, da unterschiedliche Lösungen unterschiedlich stark wirken (z.B. wirken Chloridlösungen stärker als Sulfatlösungen). Weiterhin wirken beim Frostversuch mit Chloridlösungen andere Mechanismen als beim Kristallisationsversuch mit Sulfatlösungen.

Bei den Betonversuchen wurde deutlich, dass oberflächliche und innere Schädigungen nicht miteinander korrelieren. Die durch frostkritische Gesteinskörnungen hervorgerufenen Schädigungen am Beton sind vorrangig durch Änderungen des dynamischen E-Moduls oder Dehnungen erfassbar, wobei oberflächliche Abwitterungen (abgesehen von einzelnen Popouts) auf die Qualitäten der Betonmatrix und die Festbetoneigenschaften insgesamt zurückzuführen sind.

Das kapillare Saugen wird vorrangig durch das Betonalter und den Trocknungszustand bestimmt und weniger durch die Vorschädigung (Anzahl bereits gelaufener FTW).

Es sind Korrelationen zwischen kapillarem Saugen, Dehnung und E-Modul-Abfall nachgewiesen worden. Insgesamt konnten jedoch nur Tendenzen gefunden werden hinsichtlich der unterschiedlichen Materialqualitäten. D.h., dass nur ein extrem frostgefährdetes Material als solches eingestuft werden konnte. Andere Materialien - mit aus der Praxis als mittelmäßig bis nicht frostbeständig bekannt - überschritten die Grenzwerte für Dehnung und E-Modul nach 112 FTW noch nicht. Die Grenzwerte wurden im ASTM-Verfahren z.T. auch erst nach späteren FTW überschritten.

Die hier erzielten Ergebnisse sind nur für die hier geprüften Gesteine und LP-Betone gültig. Von Verallgemeinerungen ist trotz der zahlreichen geprüften Gesteinskörnungen abzusehen.

6 Übertragbarkeit von Laborversuchen auf Praxisverhältnisse

6.1 Grundgedanke

Beton ist in der Nutzungsphase permanent und/oder periodisch den verschiedensten Umwelteinflüssen ausgesetzt. Entsprechend können auch Mechanismen, welche durch diese Einflüsse ausgelöst werden, erst nach längeren Zeiträumen Veränderungen am Beton - mitunter auch Schäden - herbeiführen. Um nun vor dem Einsatz des Betons in der Praxis dessen Widerstand gegen die jeweiligen Umwelteinflüsse nachweisen zu können, müssen diese Mechanismen im Labor in deutlich kürzerer Zeit simuliert werden. Ob nun diese verschärften Bedingungen den Angriff in der Praxis widerspiegeln und welche Laborwerte die Materialien als kritische ausweisen, muss jedoch kritisch hinterfragt werden.

Da nun nicht zu allen Materialien und Betonmischungen Erfahrungen aus der Praxis vorliegen, sollten zur „Eichung“ der Laborversuche vergleichende Untersuchungen unter Praxisbedingungen durchgeführt werden. Wie aus der Literaturanalyse in Kapitel 2.2.7 resümiert werden kann, gibt es hierzu nur wenige Untersuchungen. Deshalb wurden im Rahmen dieser Arbeit weitere Betone (Straßenbetone) sowohl im Labor als auch unter Praxisbedingungen geprüft. Als Laborprüfverfahren kam der CDF-Test mit zusätzlicher Erfassung der inneren Schädigung zum Einsatz. Da es in Europa in Gebieten mit Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Angriff nicht viele Auslagerungs- und Messstationen an Autobahnen gibt, konnte Dank der Zusammenarbeit mit schwedischen Forschungseinrichtungen ebenfalls der in der Literaturrecherche beschriebene Standort an der Straße E 40 zwischen den schwedischen Städten Borås und Göteborg genutzt werden. Hierfür wurden die in Deutschland gemeinsam mit den Laborproben hergestellten Auslagerungsproben sowie aus den USA stammende D-cracking-gefährdete Betone im Jahre 1999 nach Schweden transportiert und einmal jährlich in den drei folgenden Jahren optisch begutachtet und gemessen (Abbildung 6-1).



Abbildung 6-1: Auslagerung der Proben aus Weimar und den USA an der Straße E 40 in Schweden

6.2 Versuchsprogramm

6.2.1 Materialien und Mischungszusammensetzungen

Im Untersuchungsprogramm zum Vergleich des Frost-Tausalz-Widerstandes von Zuschlägen und Beton in Labor- und Praxisversuchen kamen verschiedene Betone zum Einsatz. Variiert wurden bei den Betonmischungen das Bindemittel (Portlandzement CEM I 32,5 R, Portlandzement CEM I 32,5 R + Steinkohlenflugasche, Portlandzement CEM I 32,5 R + Braunkohlenflugasche) und die Zuschläge (Diabassplitt, Kalksteinsplitt, Porphyries, carbonatisches D-cracking-Material aus den USA). Bei allen Betonen kamen Luftporenbildner zur Anwendung.

Betonmischungen Deutschland: Gesteinskörnungen

Für die Auslagerungen in Schweden und die parallel durchzuführenden Laborversuche wurden im Labor Straßenbetone hergestellt mit einem CEM I 32,5 R, einem w/z-Wert von maximal 0,45, mindestens 4,5 % Frischluftgehalt durch Einsatz von LP-Mitteln und einer Konsistenz KS ($V_z > 1,20$). Untersuchungsschwerpunkt war hier das Verhalten der Zuschläge. Aus diesem Grund dienten als frostbeständiger Zuschlag ein Diabas sowie als mögliche frostkritische Zuschläge ein Kalksteinsplitt und ein Porphyries aus Mitteldeutschland (Tabelle 6-1). Die Zuschläge kamen in den Fraktionen 8/16 (8/11 und 11/16 beim Diabas) und 16/22 zur Anwendung. Die Fraktion 0 - 8 mm war aus Rheinsand und Rheinkies zusammengesetzt.

Tabelle 6-1: Zusammensetzung, Proben mit unterschiedlichen Zuschlägen, Deutschland

Mischung	Zuschlag (Bezeichnung in Kapitel 5)	Zuschlag-Hauptbestandteile	w/z	L-Gehalt in %
SD-1	Splitt (Ds7)	Diabas	0,43	6,5
SD-2	Splitt (Ds5)	Kalkstein	0,40	6,5
SD-3	Kies (Dk1)	Porphyr	0,45	6,3

Bei der Betonherstellung 1999 standen die einzustellenden Frischbetonparameter für Straßenbeton im Mittelpunkt, d.h. die notwendige Straßenbeton-Konsistenz KS sollte erzielt werden. In späteren Versuchen war dies sekundär und einheitliche w/z-Werte traten in den Vordergrund. Die hier verwendete Methode kommt jedoch dem unterschiedlichen Wasseranspruch der Materialien entgegen.

Betonmischungen Deutschland: Flugasche

Zusätzlich wurden auch halbe 15er Würfel, hergestellt im Labor der Bauhaus-Universität mit jeweils 20 % Steinkohlenflugasche bzw. mit 20 % Braunkohlenflugasche, ausgelagert. Auch hier handelte es sich um Straßenbetonproben (Tabelle 6-2). Als Zuschlag kam Rheinsand, Rheinkies und in den Fraktionen 8/11, 11/16 und 16/22 Diabassplitt zum Einsatz.

Tabelle 6-2: Zusammensetzung, Flugasche-Betonproben, Deutschland

Mischung	Zugabe von	Anteil am Bindemittel Bm in %	Bm = z+f	w/z	L-Gehalt in %	Lagerungsdauer bei 20°C/65 % r.F. vor Auslagerung
S-BFA	Braunkohlenflugasche	20	340	0,47	5,2	20 Monate
S-SFA	Steinkohlenflugasche	20	340	0,45	5,6	21 Monate

Betonmischungen, USA: Gesteinskörnungen

Weitere Betonproben, in den USA unter Anwendung verschiedener Gesteinskörnungen hergestellt, nach 1 Tag entschalt, in feuchten Tüchern und Tüten verpackt nach Deutschland versandt und bei 20°C sowie 65 % relativer Luftfeuchte im Klimaraum bis zur Auslagerung an der Autobahn in Schweden aufbewahrt, waren Bestandteil der Untersuchungen.

Auf die Mischungszusammensetzung dieser in den USA hergestellten Proben hatte der Autor keinen Einfluss. Der Einschlag der Proben erfolgte zu verschiedenen Zeitpunkten in jeweils 2 Mischungen (Tabelle 6-3). Die Auslagerung für 3 bzw. 1 Winter begann für die Mischungen Us1, Us3 und Us6 im Jahr 1999 bzw. für die Mischungen Us4 und Us9 im Jahr 2001.

Tabelle 6-3: Zusammensetzung, alte D-cracking-Betonproben, USA

Mischung	Material	Bestandteile	w/z	L-Gehalt in %	Lagerungsdauer bei 20°C und 65 % r.F. vor Auslagerung
Us1	Splitt	Dolomit, Quarz, Calcit	0,41 0,42	3,5 4,6	15,5 Monate
Us3	Splitt	Calcit, Ankerit, Quarz	0,40 0,41	3,6 3,7	15,5 Monate
Us4	Splitt	Dolomit, Calcit, Ankerit	0,40 0,40	4,6 5,0	3,5 Jahre
Us6	Splitt	Dolomit, Quarz, Feldspat	0,40	4,8	7,0 Monate
Us9	Splitt	Dolomit, Quarz, Calcit	0,45 0,45	6,4 8,6	3,5 Jahre

6.2.2 Festbetonkennwerte

In Tabelle 6-4 sind die ermittelten Trockenrohdichten und Druckfestigkeiten sowie z.T. die Luftporenkennwerte AF und L300 der jeweiligen Mischungen aufgeführt.

Tabelle 6-4: Festbetonkennwerte

Mischung	Rohdichte in g/cm ³	Druckfestigkeit SD/ FA-Beton: $f_{ck, cube}$ Us: $f_{ck, cyl}$ Mix I; Mix II, 14d in N/mm ²	AF in mm	L300 in Vol.-%
SD-1	2,41	41	n.b.	n.b.
SD-2	2,36	44	n.b.	n.b.
SD-3	2,32	42	n.b.	n.b.
S-BFA	2,46	60	0,19 – 0,15	1,3 – 2,0
S-SFA	2,45	58	0,12	1,6 – 1,9
Us1	n.b.	47; 44	0,12	2,7
Us3	n.b.	43; 45	0,155	1,6
Us4	n.b.	46; 50	0,13	2,3
Us6	n.b.	37	0,09*	4,6*
Us9	n.b.	31; 25	0,11	3,4*

*der Einfluss der sehr porösen Zuschläge verfälscht AF- und L300-Wert

6.2.3 Dauerhaftigkeitsuntersuchungen im Labor

Von jeder Mischung wurden jeweils 4 Proben dem CDF Test mit 3 %iger NaCl-Lösung als Prüflösung /162/ unterzogen. Entsprechend Prüfvorschrift erfolgte die Ermittlung der kapillaren Wasseraufnahme und der Abwitterung infolge Befrostung. An den SD-Proben kamen Ultraschallmessungen (Messung der Ultraschalllaufzeit) sowie Frequenzmessungen

und an den Balken, hergestellt in den USA, neben den Frequenzmessungen auch Längenänderungsmessungen zur Anwendung.

Beginnend mit den ersten Frost-Tau-Wechseln 1999 entsprechend der CDF-Test-Prüfvorschrift, allerdings bei Durchführung von 56 FTW, erfolgten an den Laborproben der Mischungen SD-1, SD-2 und SD-3 parallel zu den Auslagerungsproben 1 x jährlich weitere 28 FTW im CDF-Test (Tabelle 6-5).

Tabelle 6-5: Lagerungsdauer und Unterschiede zwischen den Lagerungen

1. Lagerung	zwischen 1. und 2. Lagerung	2. Lagerung	zwischen 2. und 3. Lagerung	3. Lagerung
ca. 392 d	ca. 80 d Differenz	ca. 309 d	ca. 40 d Differenz	ca. 268 d

Die Flugaschebetone unterlagen nur 28 FTW, während die Laborprüfung der USA-Proben bis zum 112. FTW - ebenfalls mit Pausen im Klimaraum - erfolgte. Die Laboruntersuchungen der Flugaschemischungen nach CDF-Prüfvorschrift fanden zeitlich vor den Auslagerungsversuchen statt.

Kapillares Saugen

Betrachtet man das kapillare Saugen der SD-Proben über die 4 durchgeführten CDF-Prüfungen von 1999 - 2002 (Diagramm 6-1), dann wird deutlich, dass beim 2. kapillaren Saugen jeweils die stärkste Masseänderung zu verzeichnen war sowie beim 3. und 4. kapillaren Saugen die Masseaufnahmen geringer wurden. Die geringste Masseänderung erfolgte beim 1. kapillaren Saugen. Diese Masseänderungen sind auf die unterschiedlichen Lagerungszeiten im Klimaraum zurückzuführen. Zum Zeitpunkt des 1. kapillaren Saugens ist auch der Hydratationsgrad noch nicht so hoch, die Porenstruktur noch nicht vollständig ausgebildet und der Feuchtegrad der Proben noch relativ hoch (Diagramm 6-1).

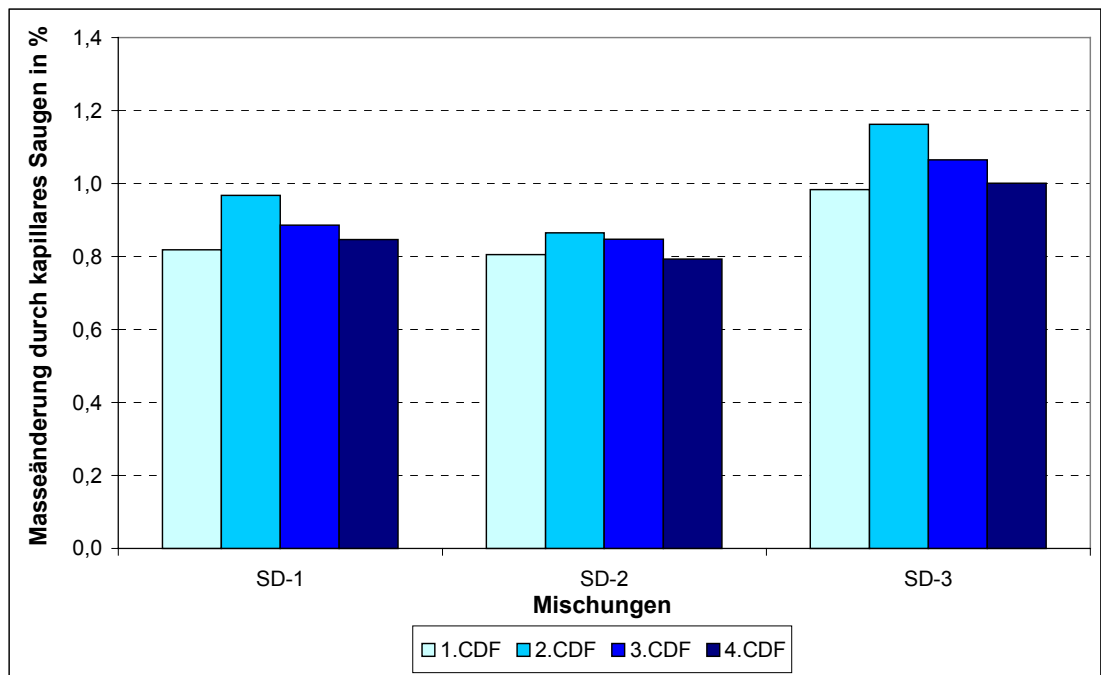


Diagramm 6-1: Unterschiede im kapillaren Saugen während der jeweiligen CDF-Durchgänge, SD-Betone

Im Diagramm 6-2 sind die Masseänderungen der SD-Proben durch kapillares Saugen während der gesamten Prüfzeit dargestellt. Erkennbar ist, dass die Proben der Mischung SD-3 etwas mehr Prüfliquidität saugen als die Proben der Mischung SD-1 und SD-2. Die Mischung SD-3 wurde aus den porösesten Zuschlägen hergestellt und weist den höchsten w/z-Wert auf, gefolgt von SD-1 (zweitstärkstes Saugen) und SD-2 (geringstes Saugen). Während der Trocknung im Klimaraum gehen jedoch alle Proben auf ein in etwa gleiches – je nach Lagerungsdauer bei 20°C/65 % relativer Feuchte – Niveau zurück.

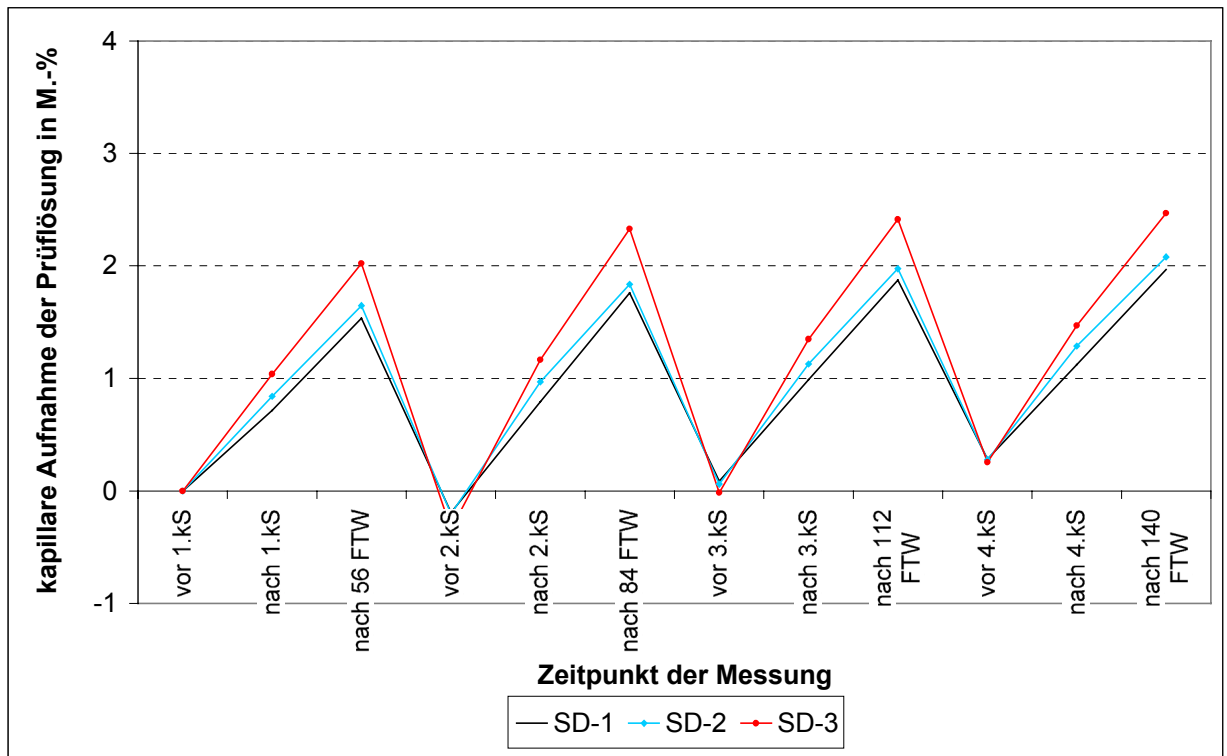


Diagramm 6-2: Masseänderung durch kapillares Saugen während des gesamten Testes, SD-Betone, kS: 7 Tage kapillares Saugen

Das kapillare Saugen während der Befrostung ist ein Indiz für die Betonqualität. Betone mit der stärksten inneren Schädigung, hervorgerufen durch Frost-Tausalz-Angriff, nehmen auch mehr Flüssigkeit auf. Das kapillare Saugen während jeder Befrostung wurde für alle hier untersuchten Betone in Diagramm 6-3 dargestellt.

Beim kapillaren Saugen während der Befrostungsphasen treten zwischen den Betonmischungen Unterschiede von ca. 1 M.-% auf. Die stärksten Masseänderungen infolge kapillaren Saugens während der Befrostung weisen die Betone Us6, Us3 und SD-3 auf.

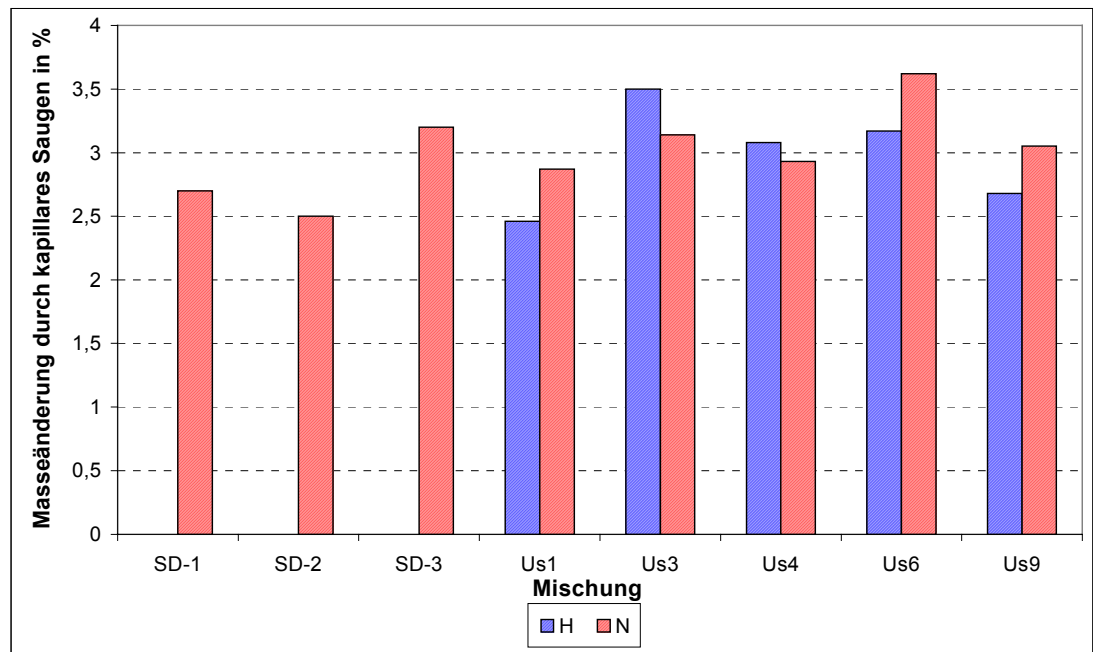


Diagramm 6-3: Masseänderung durch kapillares Saugen während der Befrostung im CDF-Test, alle Mischungen; H: Wasser, N: NaCl-Lösung

Abwitterungen

Die unterschiedlichen Abwitterungsverläufe innerhalb der jeweiligen CDF-Prüfungen in den 4 Versuchsjahren sind stellvertretend für die Mischungen SD-1, SD-2 und SD-3 anhand von SD-1 in Diagramm 6-4 dargestellt. Die Proben weisen während der 1. Befrostungsphase die stärkste Abwitterung auf. Die Abwitterungen werden mit zunehmender Anzahl an Befrostungszyklen geringer, so dass die Gesamtkurve eine degressive Tendenz erhält (Diagramm 6-5). In der ersten Befrostungsphase traten deutliche Anfangsabwitterungen bei der Nullmischung SD-1 (schwarze Linie), leichte Anfangsabwitterungen bei SD-3 (rote Linie, gefüllte Kreise) und keine bei SD-2 (blaue Linie, gefüllte Rauten) auf (Diagramm 6-5). Die Abwitterungsverläufe in den folgenden Befrostungsphasen sind jeweils relativ linear. Bei diesen Gesamtkurven weisen SD-1 und SD-3 sehr ähnliche Abwitterungsverläufe auf, trotz niedrigerer Abwitterungswerte von SD-2. Der Unterschied in den Abwitterungen nach 140 FTW betrug nur ca. 250 g/m².

Bei den Flugaschebetonen (fettgedruckte Linien) zeigt insbesondere die Mischung S-BFA einen progressiven Abwitterungsverlauf (Diagramm 6-5).

Die Abwitterungsverläufe der US-Betone sind - bis auf den der Mischung Us4 mit einem stärkeren Anstieg während der ersten 28 FTW (pinkgefärbte Linie, leere Rauten) – sehr ähnlich. Die Abwitterungen während der ersten 28 FTW bleiben nach linearem Verlauf sehr gering. Danach weisen die Kurven bei ebenfalls linearem Verlauf bis zum Testende etwas steilere Anstiege auf (Diagramm 6-5).

Keine der Proben erreicht den Grenzwert von 1500 g/m² nach 28 FTW. Nach 84 FTW überschreitet die Mischung Us4 und nach 102 FTW die Mischung Us3 den Grenzwert. Die Proben der Mischungen SD-1 und SD-3 passieren die 1500 g/m²-Grenze erst nach 126 bzw. 130 FTW.

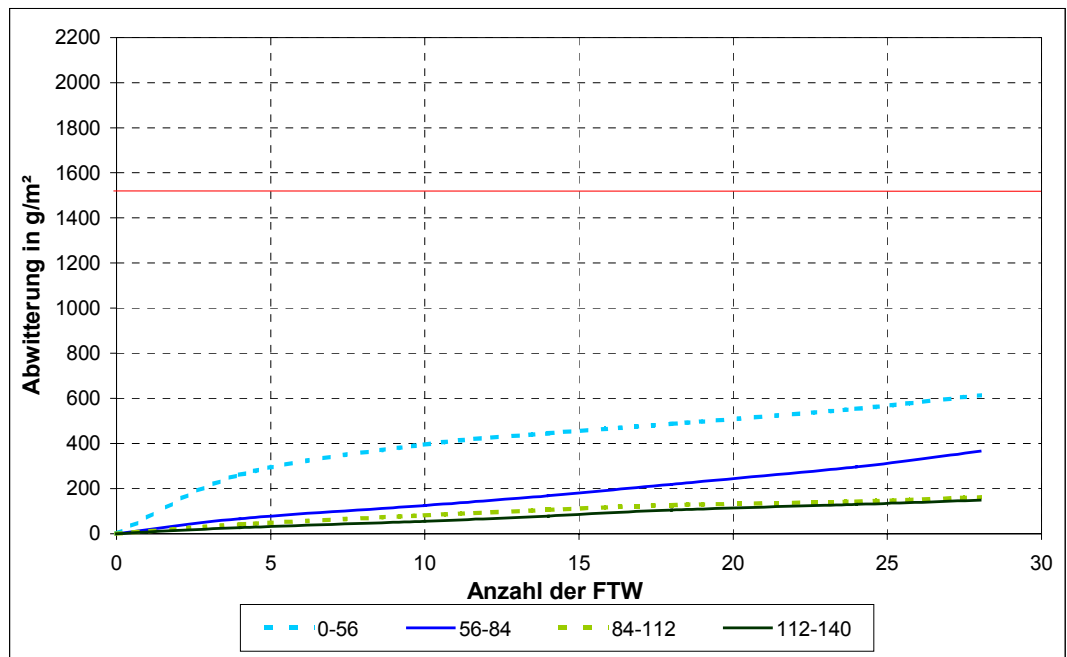


Diagramm 6-4: Abwitterungen während der jeweiligen Befrostungen im CDF-Test am Beispiel SD-1

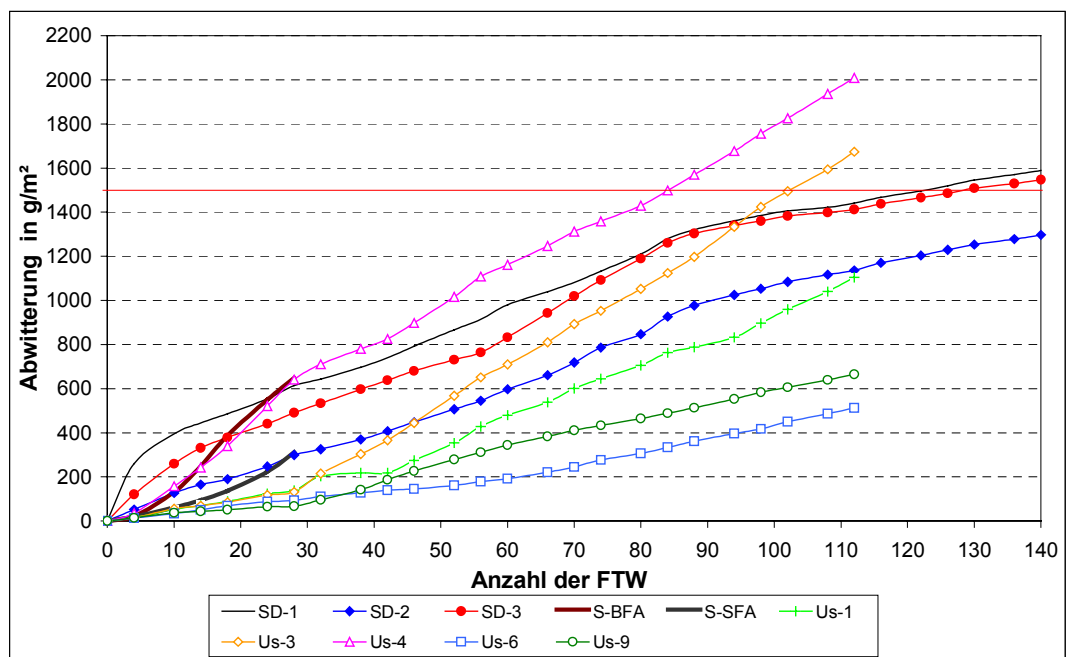


Diagramm 6-5: Abwitterungsverlauf von 0 – 140 FTW im CDF-Test, alle Betone

Im Diagramm 6-6 sind die CDF-Gesamtabwitterungen nach 112 FTW aller in diese Untersuchung einbezogenen Mischungen dargestellt. Als Abwitterungsdaten der Flugasche-Betonproben wurden die Werte der am 28. Tag nach Herstellung dem CDF-Test unterzogenen Proben verwendet, welche zuvor 21 Tage im CO₂-Schrank (3 % CO₂) carbonatisierten. Diese Carbonatisierung kommt dem Carbonatisierungszustand der Auslagerungsproben näher, die vor der Auslagerung fast 2 Jahre im Labor unter 20°C/65 % r.F. verweilen. Die unter normalen CDF-Bedingungen geprüften Proben unterschritten ebenfalls den Grenzwert von 1500 g/m² nach 28 FTW.

Die Gesamtabwitterungen der SD-Betone liegen in einem engen Bereich. Deutlichere Unterschiede treten bei den US-Betonen auf. Während die Mischung Us4 mit $> 2000 \text{ g/m}^2$ nach 112 FTW die höchste Abwitterung zu verzeichnen hat, weist die Mischung Us6 mit etwas über 500 g/m^2 die geringste Abwitterung auf.

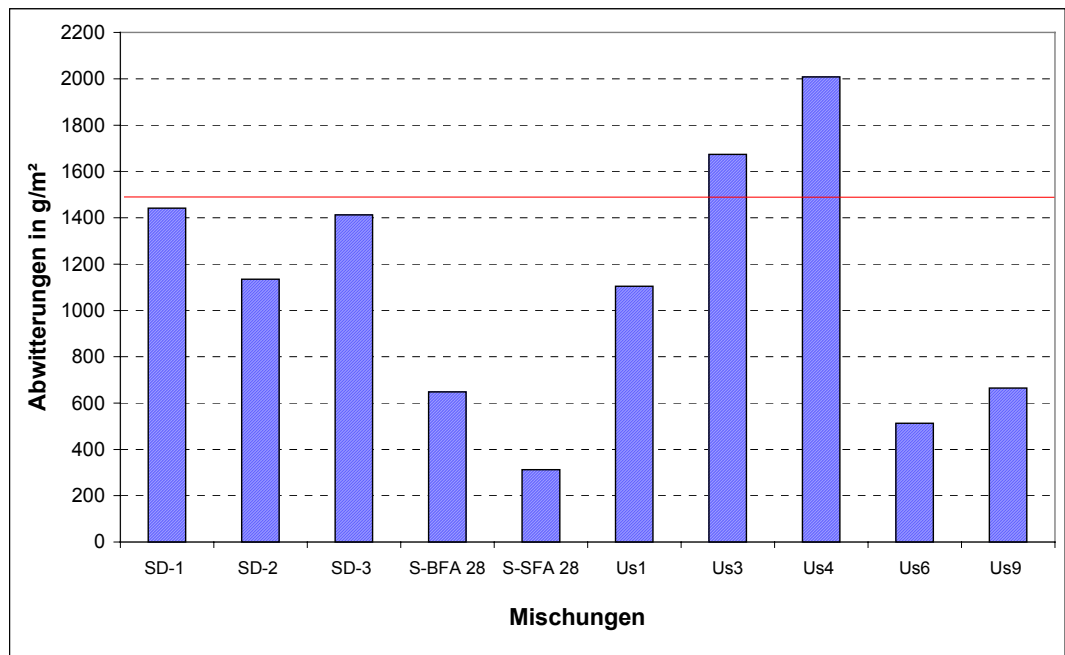


Diagramm 6-6: Gesamtabwitterung im CDF-Test nach 112 FTW, Vergleich der Mischungen; Ausnahme: Flugaschebetone nur 28 FTW

Innere Schädigungen

Anhand der Ergebnisse der Frequenzanalyse waren bei den Betonen der Serie SD keine inneren Schädigungen zu verzeichnen. Beim Vergleich der Frequenzänderungen (Diagramm 6-7) über den Beobachtungszeitraum werden zwar Schwankungen erkennbar, die u.a. auf unterschiedliche Feuchtezustände des Betons und auf Veränderungen der Betonstruktur mit zunehmendem Alter oder durch Eintreten geringfügiger innerer Schädigungen zurückzuführen sind. Insgesamt bewegen sich die gemessenen Frequenzen der Betone, hergestellt mit den möglicherweise kritischen Zuschlägen SD-2 und SD-3, jedoch im Bereich des Anfangswertes. Bei SD-1 tritt eine leichte Erhöhung der Frequenz ein, d.h. hier wurde die Strukturverbesserung mit zunehmendem Alter nicht durch mögliche geringfügige innere Schädigungen überlagert.

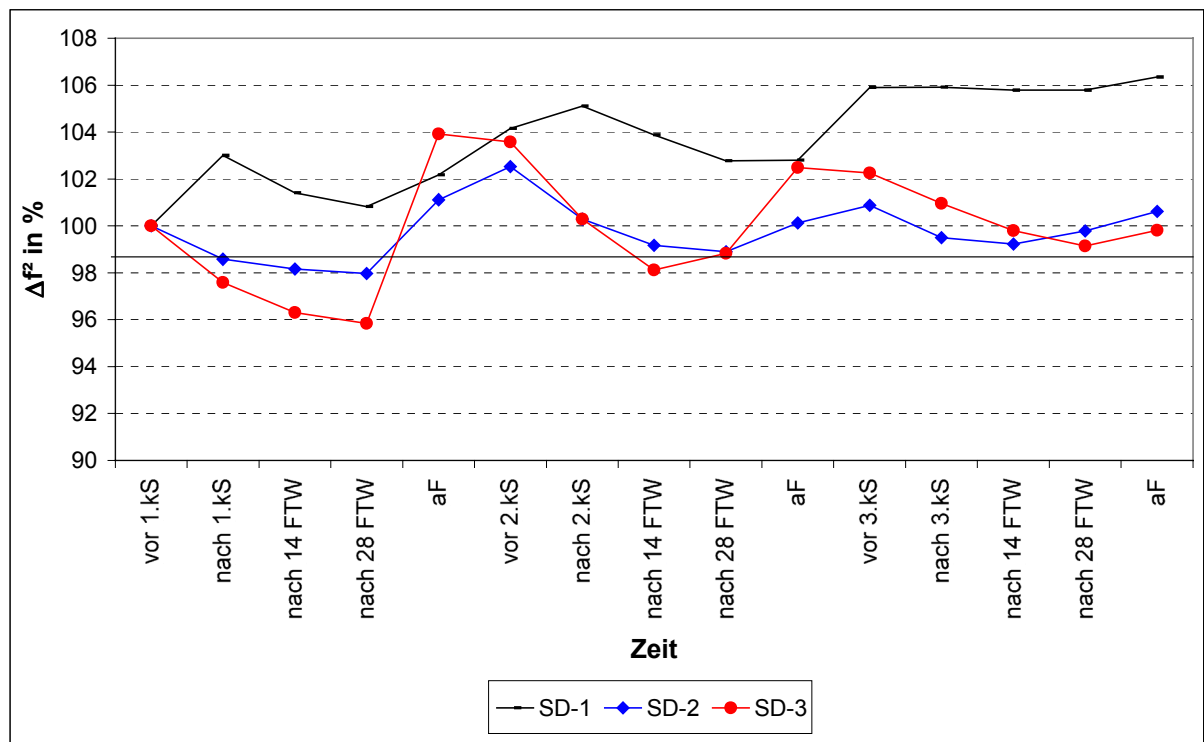


Diagramm 6-7: Änderung der Frequenz f^2 über 3 Jahre, SD-Serie im Labor; CDF-Test mit jeweils 28 FTW; kS: kapillares Saugen, aF: nach 28 d Klimaraum bei 20°C/65 % r.F.

Die Ultraschalllaufzeiten und entsprechend die Ultraschallgeschwindigkeiten der im Labor geprüften Proben der Mischungen SD-1, SD-2 und SD-3 haben sich im Beobachtungszeitraum ebenfalls nicht verändert. Ergo ist zu schlussfolgern, dass keine messbaren inneren Schädigungen auftraten.

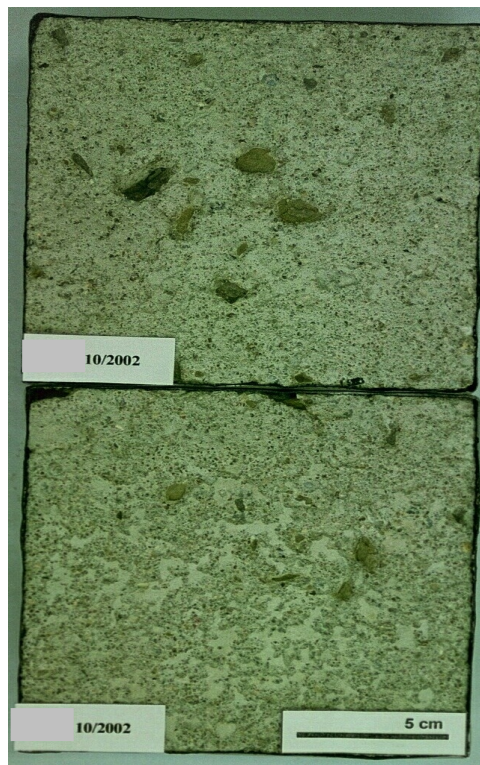
Die hier untersuchten Us-Betone zeigten während der Befrostungszyklen im Labor Abfälle im dynamischen E-Modul. Jedoch war nur der Beton Us6 anhand des E-Modul-Abfalls unter 80 % als kritisch zu betrachten (Kapitel 5, Diagramm 5-38).

Längenänderung

Die Längenänderungen der Us-Mischungen im CDF-Test wurden ausführlich in Kapitel 5 beschrieben. Die Proben zeigten nach 112 FTW keine kritischen Werte bis auf den Beton Us6, deren Längenänderung 0,6 mm/m überschritt (Kapitel 5, Diagramm 5-39).

Optische Änderungen

Nach 112 FTW im CDF-Test zeigten alle Proben aller Mischungen, hergestellt in Deutschland und den USA, ein sehr ähnliches Bild, welches vorrangig durch Popouts geprägt war. Veranschaulicht wird dies anhand je zweier Proben der Mischungen SD-2 und SD-3 (Abbildung 6-2 a und b). An den Proben war stellenweise die Matrixoberfläche noch intakt.



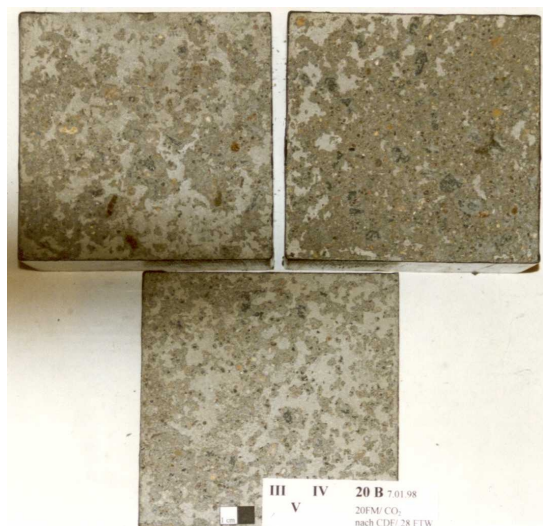
a) Serie SD-2



b) Serie SD-3

Abbildung 6-2: Betonoberfläche nach 112 FTW im CDF-Test

Die Proben, hergestellt mit Flugaschen, zeigten nach 28 FTW im CDF-Test verstärkte Abwitterungen der Matrix (Abbildung 6-3), wobei die Abwitterung der carbonatisierten Proben deutlich geringer ausfiel. Die Betonhaut war großflächig intakt.



a) carbonatisiert



b) nicht-carbonatisiert

Abbildung 6-3: Oberfläche der Flugaschebetonproben der Serie S-BFA nach CDF-Test

Ausnahmen waren die Us6-Proben. Diese zeigten, wie in Kapitel 5 beschrieben, neben den Popouts auf der Befrostungsfläche auch Rissmuster. Auf der nicht befrosten gegenüberliegenden Fläche waren nicht nur Rissmuster, sondern massive Rissbildungen zu verzeichnen.

6.2.4 Dauerhaftigkeitsuntersuchungen unter Praxisverhältnissen

An allen Auslagerungsproben wurden neben der Erfassung der optischen Änderungen und der Masseänderung ebenfalls Ultraschalllaufzeitmessungen, Frequenzmessungen und an den Balken - hergestellt in den USA - auch Längenänderungsmessungen durchgeführt.

Die Null- und Endmessungen erfolgten in Weimar, die Zwischenmessungen zur Erfassung möglicher Änderungen nach 1, 2 bzw. 3 Wintern hingegen in Schweden.

Masseänderungen

Während der Auslagerungen waren nur geringe Schwankungen in den Massen bis ca. +2,5 % zu verzeichnen. Einen Masseverlust von 0,4 % (entspricht einer Abwitterung von ca. 16 g bei einer Probe von ca. 4000 g) zeigte die S-BFA-Probe. Es traten also keine Schädigungen in Form von Masseverlusten auf. Minimale, durch Wägung nicht ermittelbare Änderungen wurden bei der optischen Begutachtung erfasst.

Innere Schädigungen

Das Eintreten einer möglichen inneren Schädigung an den ausgelagerten Proben sollte mittels Frequenzanalyse und Ultraschalllaufzeitmessung über die Auslagerungszeit verfolgt werden.

Die anhand der Frequenzanalyse ermittelten Frequenzänderungen (dargestellt als Quadrate der Frequenzen) der untersuchten Betone sind in Diagramm 6-8 dargestellt. Beim Beton Us6, bei dem ein Abfall von f^2 von mehr als 80 % zu verzeichnen war, ist auf massive innere Schädigungen zu schließen. Die restlichen Betone wiesen einen Frequenzabfall von maximal 30 % auf. Lediglich die Beton Us4 und Us9 zeigten nach 1 Jahr Auslagerung leichte Strukturverbesserungen (Zunahme von f^2).

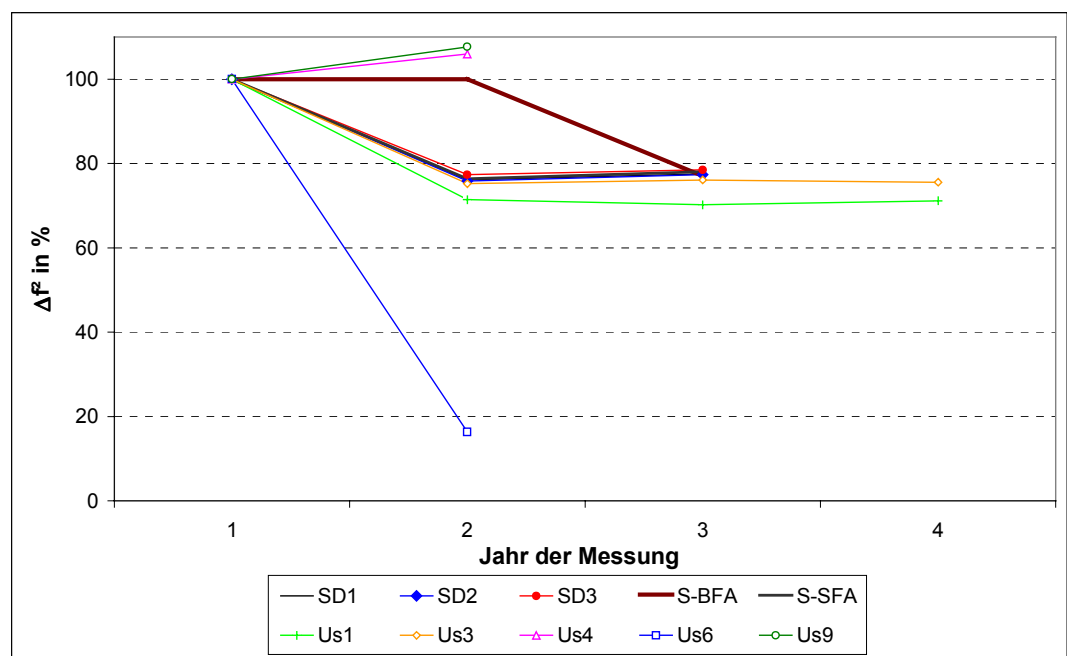


Diagramm 6-8: Änderung der Frequenz f^2 nach Auslagerung

Von den in Schweden ausgelagerten US-Betonen konnte anhand der Geometrie der Proben aus den ermittelten Frequenzen der E-Modul bestimmt werden. Analog der Frequenzänderungen traten auch hier im Beobachtungszeitraum E-Modul-Abfälle bis zu ca. 30 % auf. Ausnahme hierbei ist wiederum die Probe der Mischung Us6, welche nach einem Jahr Auslagerung in Schweden einen deutlichen E-Modul-Abfall von über 80 % aufwies und nach 2 Jahren durch Bruch vollständig versagte.

Anhand der Betrachtung der Ultraschallgeschwindigkeiten über den Beobachtungszeitraum waren keine Schlüsse auf innere Schädigungen zu ziehen. Bis auf die Probe Us6, die einen Abfall der Ultraschallgeschwindigkeit um ca. 60 % und somit deutliche innere Schädigungen aufweist, zeigte keine der untersuchten Proben Abfälle der Ultraschallgeschwindigkeiten (v_L^2 in %).

Längenänderungen

Wie in Diagramm 6-9 ersichtlich, zeigen alle Proben der in Schweden ausgelagerten USA-Mischungen Dehnungen $> 0,3$ mm/m, sowohl nach einem als auch nach 3 Wintern. Allerdings überschritten nur die Proben Us1 (nach 3 Jahren) und Us6 (nach 1 Jahr) den Grenzwert mit jeweils 0,65 mm/m bzw. 1,29 mm/m. Die Probe Us6 war infolge Bruch nach dem 2. Jahr nicht mehr messbar. Us3 zeigte nach 3 Jahren eine Längenänderung von $> 0,51$ mm/m.

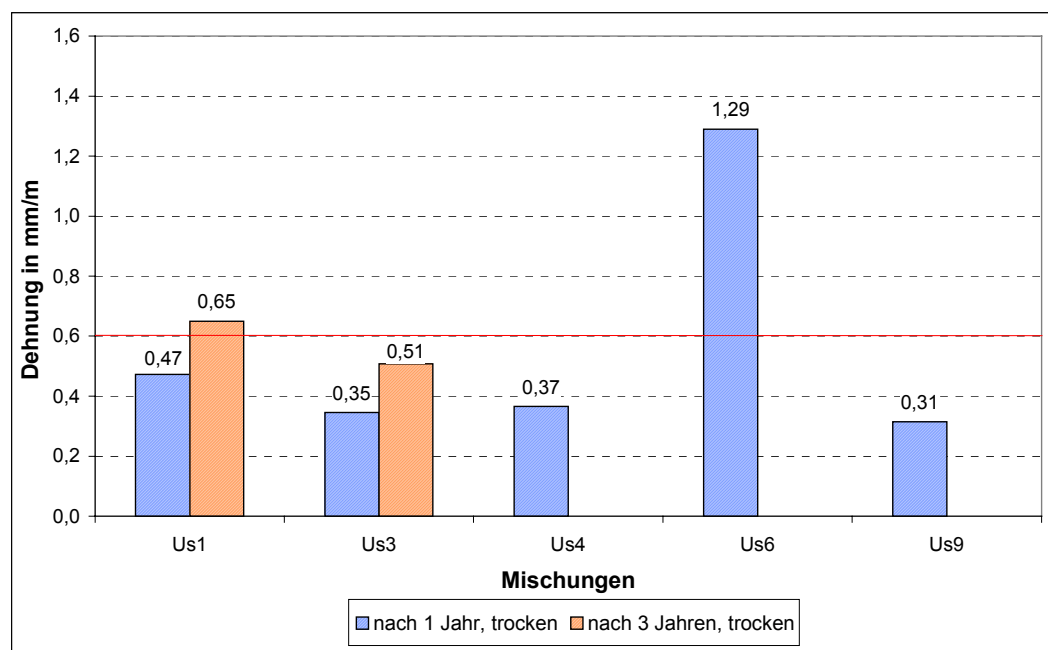


Diagramm 6-9: Längenänderungen der Us-Proben infolge Auslagerung an schwedischer Autobahn nach 1 bzw. 3 Jahren

Optische Änderungen

Die Proben der in Schweden ausgelagerten SD-Serie zeigten an der bewitterten Oberfläche leichtes Scaling, wobei Sandkörner in der Matrix freigelegt wurden. Bei den Proben der Mischung SD-3 sind erste Popouts im Anfangsstadium ersichtlich. Bei der Betrachtung der gesägten Fläche, welcher der Bewitterten gegenüber liegt, war bei den Proben SD-1 die Matrix und bei den Proben SD-2 der Zuschlag leicht abgewittert.

Die Flugaschebetone zeigten lediglich an der bewitterten Oberfläche eine leichtes Scaling.

Die Proben der USA-Betone zeigten nach 3-jähriger Auslagerung an der Straße lediglich leichtes Scaling, erkennbar durch freigelegte Sandkörner in de Matrix. Weiterhin waren die Kanten der Proben leicht abgerundet.

Eine Ausnahme stellte die Probe Us6 aus den USA dar. Der Balken zeigte nach einem Winter Rissbildungen, in deren Folge die Schädigung nach dem 2. Winter derart voran schritt, dass die Probe beim Handling in 2 Teile zerbrach. Die Abbildung 6-4 zeigt die Probe nach dem Bruch nach 2 Jahren Auslagerung.



Abbildung 6-4: Bruch der Probe nach 2 Jahren Auslagerung an der E 40 in Schweden, Probe Us6

6.2.5 Vergleich der Chlorideindringmengen und -tiefen in Labor- und Praxisversuch

Die von den Betonen aufgenommene Chloridmenge wurde in Abhängigkeit der Probentiefe an jeweils 2 Proben von der Auslagerungsstation (Straße E 40 in Schweden) und 2 parallel dazu im Labor geprüften Proben untersucht:

SD2-Str	Auslagerungsprobe
SD2-Lab	Laborprobe
Us3-Str	Auslagerungsprobe
Us3-Lab	Laborprobe

Von den Proben wurde aus den Tiefenbereichen 0 - 3 mm, 3 - 6 mm, 6 - 9mm, 9 - 12 mm und 12-15 mm Bohrmehl gewonnen, welches zur Untersuchung des Gehaltes an wasserlöslichem Chlorid diente. Dargestellt wird der Chloridgehalt im Beton als Masseanteil von Chloridionen im Zement (Diagramm 6-10).

Es kann gesagt werden, dass jeweils die Proben von der Auslagerungsstation als auch die Laborproben Werte in der gleichen Größenordnung aufweisen. Geringe Unterschiede ergeben sich aus den entsprechenden Betonqualitäten. Die Chloridgehalte waren im Mittel in den Laborproben 10 mal höher als in den Auslagerungsproben (Diagramm 6-10).

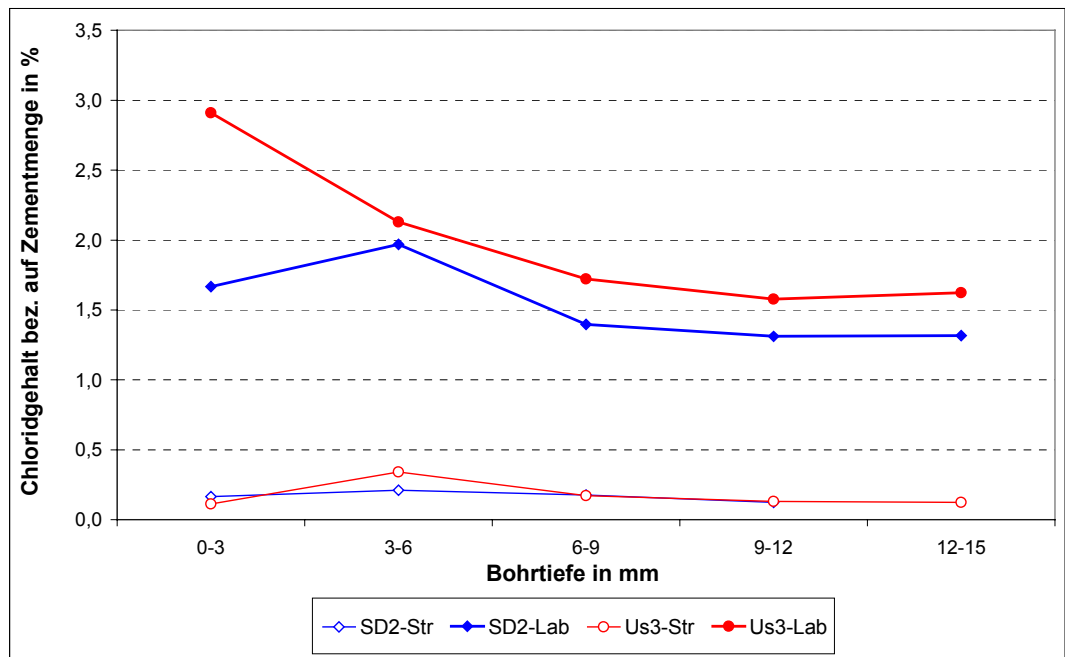


Diagramm 6-10: Chloridgehalte bezogen auf den Zementgehalt im Beton in Abhängigkeit der Betontiefe, Auslagerung an Straße (Str) und Lagerung im Labor (Lab)

6.3 Wertung, Zusammenfassung und Ausblick

Als Ergebnis dieser Untersuchungen muss eindeutig hervorgehoben werden, dass die Laborversuche deutliche – auch optisch erkennbare - Masseänderungen infolge Abwitterung durch Scaling und Popouts hervorbrachten, im Gegensatz zu den ausgelagerten Proben, auch wenn die Laborwerte die gegebenen Grenzwerte nicht erreichten. Dies steht sicherlich im Zusammenhang mit der deutlich höheren Taumittelbelastung, welche sich im Chloridgehalt im Beton nachweisen ließ.

Hinsichtlich der Ultraschallgeschwindigkeiten, der Frequenzänderungen, des dynamischen E-Moduls und der Längenänderung konnten im Labor im Beobachtungszeitraum keine Änderungen an den Betonen erfasst werden, die auf innere Schädigungen schließen ließen. Ausnahme waren alleinig die Proben der Mischung Us6. Diese zeigten im Labor nach 112 FTW im CDF-Test im Vergleich zu den anderen Us-Mischungen zwar die geringsten Masseänderungen, jedoch die deutlichsten Rissbildungen, welche ebenfalls zu deutlichen Längenänderungen $> 0,6$ mm/m und zu einem E-Modul-Abfall um ca. 20 % führten.

Die nach einem Winter ausgelagerte Us6-Probe zeigte bereits nach einem Winter ebenfalls Rissbildungen und nach 2 Wintern erfolgte der Bruch in 2 Teile. Die Rissbildungen führten zu messbaren deutlichen Längenänderungen $> 1,3$ mm/m sowie zu deutlichen Abfällen in der Ultraschallgeschwindigkeit und des E-Moduls (ca. 60 % bzw. 80 %). Die Untersuchungen zeigten, dass es sich hier um ein massiv D-cracking-gefährdeten Zuschlag handelt. Frosts Schäden infolge D-cracking treten bekannter Weise nicht schon nach 1 oder 2 Wintern auf, sondern erst Jahre später. Es handelte sich hier zwar um eine relativ kleine Probe, die im Vergleich zu Straßenbetonabschnitten eine deutlich höhere Sättigung erreichen kann. Allerdings wird die beschriebene Schädigung durch die Laborproben bestätigt, welche durchaus mit einer der Praxis vergleichbaren Anzahl an Frost-Tau-Wechseln und Taumitteln

im Labor über 3 Jahre belastet wurden. Allerdings lagen die ermittelten Änderungen bei den Laborproben in kleineren Größenordnungen.

Bei den Auslagerungsversuchen korrelierten die Ergebnisse der Längenänderung und der Frequenzanalyse tendenziell. Die stärksten Änderungen zeigte die Probe Us6, gefolgt von den Proben Us 1 und Us3. Mittels Ultraschallmessung konnte jedoch nur die Probe Us6 als frostkritisch bewertet werden.

Eine Korrelation der Labor- und Praxisversuch kann für die Ergebnisse der Proben Us6 festgestellt werden. Sowohl im Labor als auch in der Praxis versagte das Material hinsichtlich aller Kriterien. Für etwas frostwiderstandsfähigere Materialien als Us6 konnte jedoch im Labor nicht die bekannte D-cracking-Gefahr aufgezeigt werden. Lediglich bei der Auslagerung machten sich erste Anzeichen zumindest für die Mischungen Us1 und Us3 hinsichtlich der Längenänderung und des dynamischen E-Moduls bemerkbar. Auch die SD-Mischungen zeigten bei der Auslagerung einen Frequenzabfall von ca. 30 %. Sicherlich haben die häufigeren Feuchte- und Temperaturwechsel unter Praxisbedingungen im Vergleich zum Labor zum Voranschreiten der Schädigung geführt.

Eine wichtige Erkenntnis ist wiederum, dass die Abwitterungen zwar oberflächliche Schäden anzeigen, aber anhand von Längenänderungen eher die bauwerksgefährdenden inneren Schäden aufgezeigt werden. Beide Messergebnisse korrelieren zudem nicht. Bei der Längenänderungsmessung sind Einflüsse durch unterschiedliche Temperaturen zu vermeiden. Die Messung der inneren Schädigung durch zerstörungsfreie Prüfverfahren sollte an feuchten Proben erfolgen, um Healing-Effekte zu umgehen. Mittels Dünnschliffanalysen kann unter Zerstörung der Probe die innere Rissbildung optisch aufgezeigt, jedoch nicht quantifiziert werden.

Es muss allerdings beachtet werden, dass 3 Winter Auslagerung unter Praxisverhältnissen eine zu kurze Beobachtungsphase darstellen, jedoch die Rahmenbedingungen einer solchen Forschungsarbeit kaum längere Untersuchungen ermöglichen. Anhand der nur an einigen ausgewählten Materialien durchgeführten Untersuchungen ist von Verallgemeinerungen abzusehen.

Als Ausblick kann nur auf die Weiterführung der Versuche unter Praxisbedingungen verwiesen werden und zwar über viele weitere Jahre an möglichst verschiedenen Betonproben. Dies wird jedoch nur das Abstecken eines groben Rahmens ermöglichen. Eine flächendeckende Erfassung sämtlicher Betone ist definitiv nicht möglich.

7 Untersuchungen zur Alkali-Zuschlag-Reaktion

7.1 Untersuchungen zu Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion an Gesteinsmaterialien

Wie die Literaturrecherche zur Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion (ACR bzw. ADR) zeigte, gibt es sehr widersprüchliche Aussagen zum Ablauf dieser Reaktionen überhaupt sowie zu deren Reaktionspartnern, -produkten, -orten und -bedingungen. Daher soll zuerst aus thermodynamischer Sicht ermittelt werden, ob eine Dedolomitisierung stattfinden kann und ob sie temperaturabhängig ist. Die relativ wenigen, in der Literatur beschriebenen Untersuchungen zur Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion fanden zudem nur an einigen ausgewählten Gesteinsmaterialien statt. Aus diesem Grunde sollten im Rahmen dieser Arbeit die Untersuchungen an weiteren calcitischen und dolomitischen Materialien fortgeführt werden, um offene Fragen zu ACR bzw. ADR zu klären. Dabei wurden zum einen die Gesteine in Form von Gesteinsstücken (ca. 2 g) und zum anderen in Form von Gesteinsmehl (ca. 1-2 g) in verschiedenen Hydroxidlösungen und Kombinationen aus diesen Lösungen bei 40°C für 1 Jahr bzw. 6 Monate gelagert. Die Temperatúrauswahl von 40°C erfolgte bewusst, um die Frage zu klären, ob unter normalen Bedingungen mit nur leichter Temperaturerregung eine Alkali-Carbonat-Reaktion stattfinden kann bzw. welche Lösungen diese Reaktionen dabei fördern. Inwiefern Taumittel – speziell eine NaCl-Lösung - die Reaktion verstärken, soll ansatzweise untersucht werden. Die Literatur brachte dazu bisher ebenfalls widersprüchliche Aussagen hervor /89, 155/.

7.1.1 Thermodynamische Berechnungen

In der Literatur wurde die Dedolomitisierungsreaktion sowie der Einfluss der Temperatur auf diese widersprüchlich betrachtet. Daher soll über die Gibbs-Helmholtz-Gleichung (Gleichung 7-1) der mögliche Ablauf dieser Reaktion aus thermodynamischer Sicht sowie deren Temperaturabhängigkeit ermittelt werden /6/:

Gleichung 7-1:

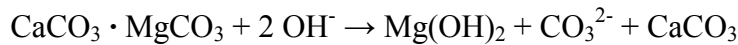
$$\Delta G_R^T = \Delta H_R^T - T \cdot \Delta S_R^T$$

mit	G	-	freie Reaktionsenthalpie in kJ/mol (Gibbssches Potential)
	H	-	Enthalpie (Wärmeinhalt) kJ/mol
	T	-	Temperatur in K
	S	-	Entropie in kJ/mol K

Die Wahrscheinlichkeit einer Reaktion steigt, wenn der Wert für ΔG_R^T negativ wird.

Grundlage für die Berechnung sind zwei Reaktionsmöglichkeiten (Gleichung 7-2 und Gleichung 7-3).

Gleichung 7-2:



Gleichung 7-3:

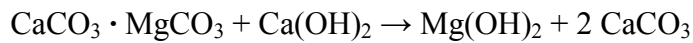


Tabelle 7-1: Ergebnisse thermodynamischer Berechnungen

Temperatur	ΔG_R^T in kJ/mol	
	Gleichung 7-2	Gleichung 7-3
20°C	- 12,85	- 31,09
40°C	- 12,17	- 31,29
100°C	- 10,46	- 31,82

Anhand der Ergebnisse (Tabelle 7-1) thermodynamischer Berechnungen kann eine Dedolomitisierung ablaufen. Weiterhin deuten die negativeren Werte für die freie Reaktionsenthalpie für Gleichung 7-3 darauf hin, dass die Dedolomitisierung begünstigt wird bei einer Anwesenheit von Calciumhydroxid. Diese Reaktion ist, wie die ΔG_R^T -Werte zeigen, nur geringfügig von der Temperatur abhängig. Bei einer Reaktion mit Alkalihydroxiden (NaOH, KOH) entstehen Alkalicarbonat (Na_2CO_3 , K_2CO_3), deren Ausfällung jedoch abhängig ist von der Temperatur, vom pH-Wert, vom CO_2 -Partialdruck und der Alkaliaktivität. Neben thermodynamischen Effekten können jedoch auch kinetische Eigenschaften eine Rolle spielen, die hier unbeachtet blieben.

7.1.2 Materialien und Charakterisierung

Untersuchungsgrundlage waren Gesteinsstücke und Gesteinsmehl von 7 verschiedenen Dolomiten (Dol1 - Dol6, Dol100), 3 Marmoren (M1 - M3), einem reinen Calcit CaCO_3 (Cc) und einem reinen Magnesit MgCO_3 (Mc).

Bei den Dolomiten Dol1 - Dol4 handelt es sich um 4 Variationen, die einem Gesteinsmaterial eines Vorkommens in Süddeutschland entnommen wurden. Dolomit 5 entstammt einer Dolomit-Bohrkernprobe ebenfalls aus Süddeutschland und Dolomit 6 einer weiteren Gesteinsprobe eines Vorkommens aus dem Osten Deutschlands. Die Gewinnung der Probe Dol100 erfolgte aus einer nur aus größeren reinen Kristallen bestehenden Dolomitgesteinsprobe. Marmor 1 ist eine Marmorprobe von der Schwarzmeerküste, Marmor 2 ein italienischer Carrara-Marmor und Marmor 3 stammt ebenfalls aus Italien. Tabelle 7-2 beinhaltet die petrographische Beschreibung der Materialien.

Tabelle 7-2: Petrographische Analyseergebnisse

Material	Bezeichnung	Farbe	Kristallinität	Gefüge	Merkmal
Dolomit 1	Dol1	bräunlich	kristallin	dicht	kristalliner Glanz, raue Oberfläche
Dolomit 2	Dol2	bräunlich	kristallin	dicht	kristalliner Glanz, raue Oberfläche
Dolomit 3	Dol3	weiß, orange Schlieren	kristallin	dicht	z.T. Grobporen mit klaren Kristallen, Manganflecken, raue Oberfläche
Dolomit 4	Dol4	hellgrau	kristallin	dicht	Grobporen mit Kristallen, stumpfe Oberfläche
Dolomit 5	Dol5	hellgrau, orange Schlieren			raue Oberfläche, dunkle Einschlüsse, z.T. Grobporen mit klaren Kristallen
Dolomit 6	Dol6	hellgrau, braun-beige Schlieren	kristallin	dicht	
Dolomitmikrokristall	Dol100	weiß, rosa	kristallin	dicht	
Marmor 1	M1	weiß bis durchscheinend	grobkristallin	dicht	Kristallglanz
Marmor 2	M2	weiß bis durchscheinend, türkiser Schein	grobkristallin	dicht	Kristallglanz
Marmor 3	M3	weiß bis beige, schwarz-graue Schlieren	feinkristallin	dicht	
Calcitkristall	Cc	gelb-beige	kristallin	dicht	durchscheinend
Magnesit	Mc	weiß, feine graue Adern	kristallin	dicht	

Von den Proben wurden ebenfalls Dünnschliffe angefertigt und einer mikroskopischen Untersuchung unterzogen, um die eventuell für spätere Reaktionen verantwortlichen Strukturunterschiede zu erfassen. Nachfolgend sind die Ergebnisse der Dünnschliffanalyse aufgeführt (Abbildung 7-1):

- Die Strukturen der Dolomite Dol1, Dol2, Dol4 und Dol5 sind sehr ähnlich, wobei allerdings in genannter Reihenfolge die Korngröße leicht zunimmt. Alle 4 Proben zeigen eine homogene, dichte Kristallstruktur.
- Die Kristallstruktur des Dolomits Dol3 ist nicht so homogen, jedoch auch dicht. Hier liegen kleine Subkörner in einer mikrokristallinen Matrix vor.
- Der Dolomit Dol6 ist im Gegensatz zu den eben beschriebenen Dolomiten auffällig durch seine gröbere Kristallstruktur, wobei die Subkörner statt glatten gezackte Subkorn Grenzen aufweisen sowie im polarisierten Licht (Pol+) bei Drehung der Probe Wölkchenbildung zeigt, ähnlich der undulösen Auslöschung bei einer Stressquarz-Struktur. Diese beschriebenen Merkmale deuten auf eine durch Druck bedingte Belastung hin, die das Material während der Genese erfahren hat, und können eine Schwächung der Materialeigenschaften bedeuten. Z.T. eine noch grobkörnigere Subkörner sowie z.T. gezackte Subkorn Grenzen und vor allem Wölkchenbildung charakterisiert die Struktur der Probe des Dolomits Dol100.
- Unter polarisiertem Licht (Pol+) werden bei den Marmoren M1 und M2 grobkristalline Subkörner sichtbar, deren Subkorn Grenzen gezackt sind. Bei Rotationsbewegungen der Probe unter dem Mikroskop wird ebenfalls innerhalb der Subkörner eine Wölkchenbildung sichtbar. Bei M1 sind optisch mehr Calcit-Subkörner (Spaltrisse) erkennbar.

- Marmor 3 hingegen weist eine feinkristalline, homogene, dichte Struktur auf, ähnlich wie bei den Dolomiten Dol1, Dol2, Dol4 und Dol5.
- Die Dünnschliffprobe der Calcitkristallprobe Cc zeigt die für Calcit typischen Spalttrisse.
- Der Magnesit Mc besitzt eine homogene mikrokristalline Matrix, die von feinen calcitischen bzw. dolomitischen Adern durchzogen ist bzw. grobkristalline calcitische bzw. dolomitische Bereiche aufweist.

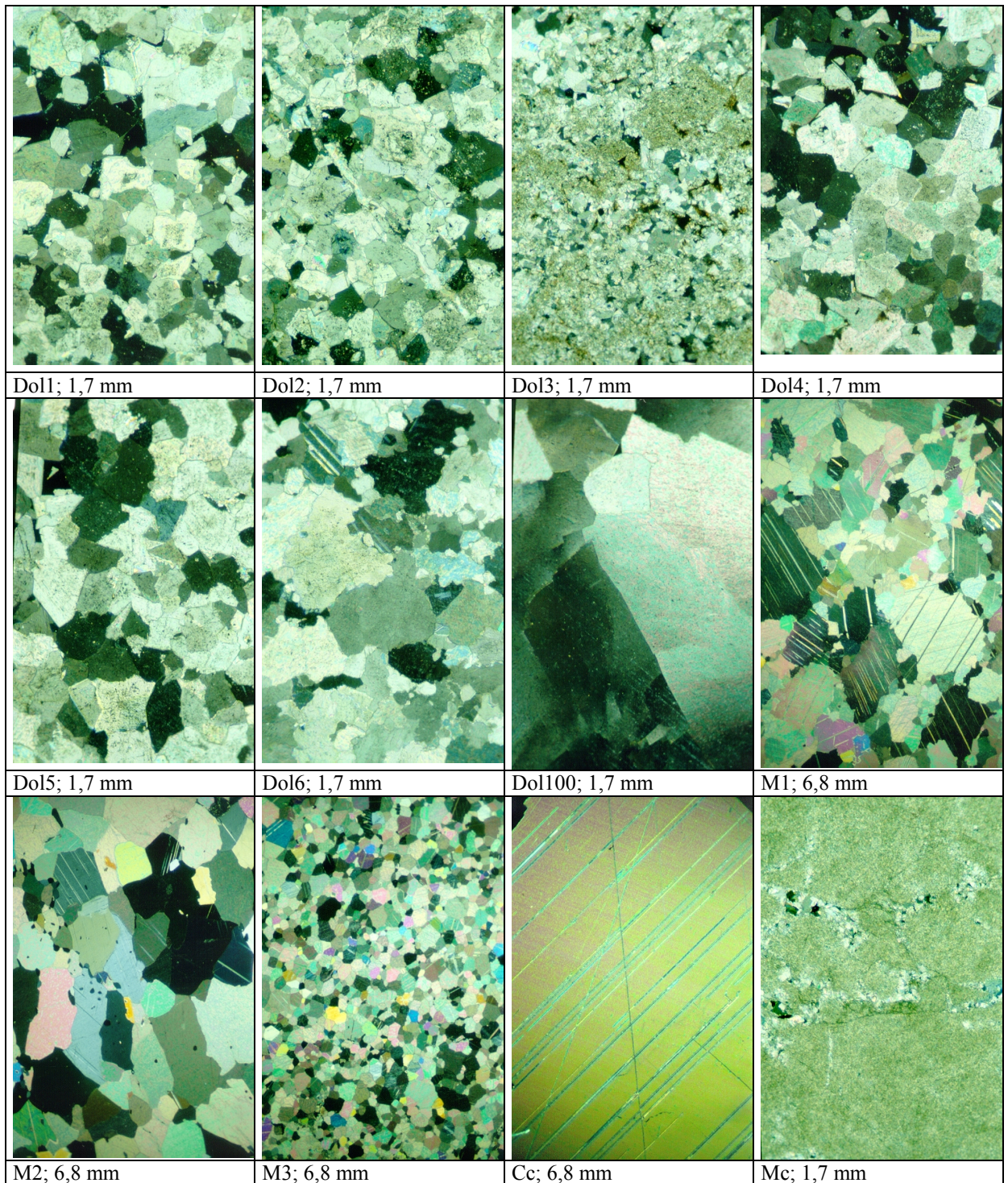


Abbildung 7-1: Dünnschliffaufnahmen der untersuchten Gesteine, Angabe der Probenbezeichnung sowie Maß der jeweils langen Bildkante, alle Aufnahmen: Pol+

Des Weiteren wurden die Materialien einer chemischen und einer röntgenographischen Analyse unterzogen (Tabelle 7-3, Tabelle 7-4, Tabelle 7-5). Die jeweiligen Maxima ausgewählter Bestandteile sind rot und die Minima grün dargestellt.

Anhand der Ergebnisse der chemischen Analyse und der röntgendiffraktometrischen Untersuchung handelt es sich beim grobkristallinen Marmor M2 um einen Dolomit.

Tabelle 7-3: Ergebnisse der chemischen Analyse; Dolomite, Angaben in %

Untersuchung	Dol1	Dol2	Dol3	Dol4	Dol5	Dol6	Dol100
Tv. 100°C	0,1	0,1	0,2	0,2	0,0		
Gv. 800°C	45,1	45,0	43,2	46,3	46,6		
SiO ₂	2,2	2,0	2,0	2,0	1,5	0,8	0,8
Al ₂ O ₃	0,3	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	
Fe ₂ O ₃	0,2	0,2	0,3	0,2	0,2	0,5	
CaO	33,8	34,2	49,8	30,7	30,9	31,1	31,1
MgO	18,0	17,4	4,0	20,0	20,0	20,1	20,4
MnO	0,02	0,02	0,02	0,01	0,01		
TiO ₂	0,01	0,01	0,01	0,01	0,0		
K ₂ O	0,07	0,06	0,07	0,08	0,02		
Na ₂ O	0,04	0,04	0,01	0,04	0,02		
SO ₃	0,6	0,5	0,6	0,4	0,3	0,3	
Cl	0,04	0,027	0,004	0,172	0,028		
wl. K ₂ O	*0,01	*0,01	*0,02	*0,02	*0,01		
wl. Na ₂ O	*0,01	*0,01	*0,0	*0,03	*0,01		
Summe	100,48	99,86	100,51	100,41	99,78		

*nicht in Summe enthalten

Tabelle 7-4: Ergebnisse der chemischen Analyse; Marmor, Calcit und Magnesit; Angaben in %

Untersuchung	M1	M2	M3	Cc	Mc
Tv. 100°C	0,6	0,3	0,3		0,1
Gv. 800°C	43,7	44,9	43,8		51,1
SiO ₂	0,4	1,7	0,4	0,3	0,4
Al ₂ O ₃	0,1	0,1	0,1		0,2
Fe ₂ O ₃	0,0	0,0	0,1		0,1
CaO	54,7	32,2	54,3	55,4	1,2
MgO	0,5	19,3	1,3	0,0	46,1
K ₂ O	0,01	0,01	0,02		0,01
Na ₂ O	0,05	0,18	0,06		0,25
SO ₃	0,5	0,3	0,5		0,0
Cl	0,021	0,009	0,002		0,002
Wl. K ₂ O	*0,01	0,0	*0,01		*0,01
Wl. Na ₂ O	0,0	0,0	*0,01		*0,01
Summe	100,58	99,0	100,88		99,46

*nicht in Summe enthalten

Tabelle 7-5: XRD-Ergebnisse

Probe	Dolomit			Calcit		Quarz	anderes
2theta	31	41	51	29,5	47,5	26,8	
Dol1	****	*	*	Sp		Sp	
Dol2	****	*	*	Sp		Sp	
Dol3	*	Sp	Sp	***	*	Sp	
Dol4	****	**	**	Sp		Sp	
Dol5	****	**	**	Sp			
Dol6	****	****	***	Sp		Sp	
Dol100	****	****	****				Bütschliit
M1				****	**		
M2	****	***	***	*			Aktinolith
M3	*	Sp	Sp	****	**		
Cc				****	***		
Mc							Magnetit****

**** > 300 cps, *** 200 - 300 cps, ** 100 - 200 cps, * 40 - 100 cps, Spuren < 40 cps; cps: counts per seconds,¹²

7.1.3 Ansätze mit Hydroxidlösungen

Entsprechend den Theorien zur Alkali-Dolomit-Reaktion wurden die Proben in einer hochkonzentrierten Alkali-Lösung gelagert (NaOH bzw. KOH mit pH = 13,5) sowie in Kombinationen dieser Alkali-Lösungen mit gesättigter Ca(OH)₂-Lösung im Verhältnis NaOH : Ca(OH)₂ = 80 : 20 (Tabelle 7-6). Das Verhältnis Gesteinsmaterial : Lösung betrug jeweils 1:12.

Tabelle 7-6: Ansätze

Material	Probe	Ansatz	Ansatz 1	Ansatz 2	Ansatz 3
Dol1	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	KOH/13,5	KOH+Ca(OH) ₂ /13,5
Dol2	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
Dol3	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
Dol4	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
Dol5	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	KOH/13,5	KOH+Ca(OH) ₂ /13,5
Dol6	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	KOH/13,5	KOH+Ca(OH) ₂ /13,5
Dol100	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
M1	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
M2	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
M3	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
Cc	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
Mc	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
	Probe	Ansatz	Ansatz		
Dol1	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	KOH/13,5	KOH+Ca(OH) ₂ /13,5
Dol2	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
Dol3	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
Dol4	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
Dol5	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	KOH/13,5	KOH+Ca(OH) ₂ /13,5
Dol6	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	KOH/13,5	KOH+Ca(OH) ₂ /13,5
Dol100	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
M1	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
M2	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	KOH/13,5	KOH+Ca(OH) ₂ /13,5
M3	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	KOH/13,5	KOH+Ca(OH) ₂ /13,5
Cc	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		
Mc	Pulver		NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5		

7.1.4 Lösung von Si, Ca und Mg in Hydroxidlösungen

Die in Tabelle 7-6 fett markierten Proben lagerten 1 Jahr, alle anderen Ansätze 6 Monate bei 40°C. Nach dieser Lagerzeit wurden die Lösungen in einer chemischen Analyse auf gelöstes Si bzw. Mg und von den Ca(OH)_2 -freien Ansätzen auf gelöstes Ca untersucht.

Lösung von Silizium

Die Ergebnisse der Lösungsversuche sind in Diagramm 7-1 - Diagramm 7-3 dargestellt.

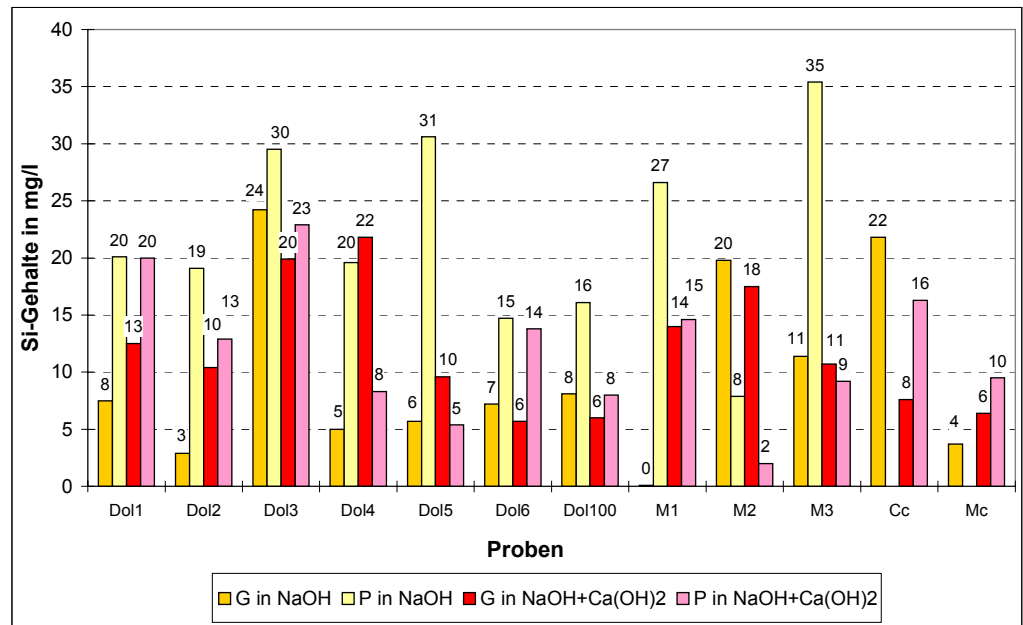


Diagramm 7-1: Gelöstes Silizium nach Angriff von NaOH-Lösung bzw. einem Gemisch aus $\text{NaOH}+\text{Ca(OH)}_2$ -Lösung, Proben: Gesteinsstücke G und Pulver P

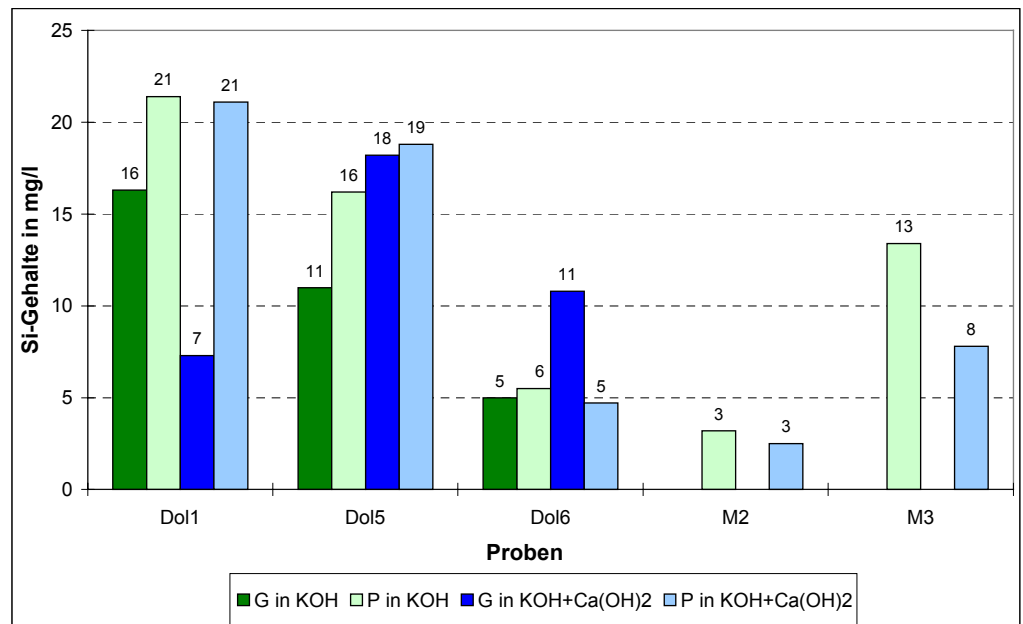


Diagramm 7-2: Gelöstes Silizium nach Angriff von KOH-Lösung bzw. einem Gemisch aus $\text{KOH}+\text{Ca(OH)}_2$ -Lösung, Proben: Gesteinsstücke G und Pulver P

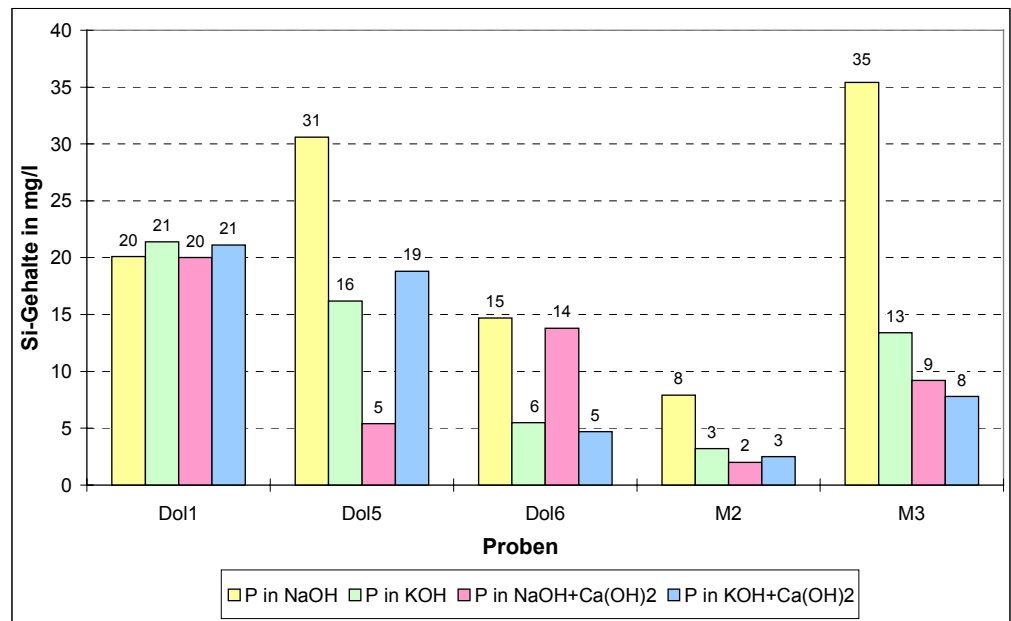


Diagramm 7-3: Vergleich der gelösten Si-Mengen aus Gesteinspulvern P nach Angriff von NaOH- und KOH-Lösung bzw. von Gemischen dieser Lösungen mit Ca(OH)_2 -Lösung

Es muss verdeutlicht werden, dass bei den hier geprüften Materialien teilweise nur sehr geringe Mengen an Si, d.h. $< 1\%$ des ursprünglich im Gestein vorhandenen Si von $\leq 1\%$, in Lösung gegangen sind. Anhand der ermittelten Werte kann jedoch tendenziell gesagt werden, dass bei Angriff von Alkalihydroxidlösungen die Si-Ionen bei den Pulverproben leichter in Lösung gehen als bei Gesteinsstücken (Diagramm 7-1 und Diagramm 7-2). Dabei konnte bei reiner NaOH-Lösung am meisten Si aus den Pulvern gelöst werden (Diagramm 7-1). Bei Gesteinsstücken bewirkte tendenziell reine KOH-Lösung bzw. das Gemisch aus KOH- und Ca(OH)_2 -Lösung den stärksten Lösungseffekt, wobei beim Gemisch mehr Si in der Lösung nachzuweisen war (Diagramm 7-2).

In den Lösungen der Pulverproben der Dolomite Dol3 und Dol5 sowie des Marmors M3, angesetzt mit Natriumhydroxid, waren die höchsten Si-Gehalte nachweisbar (Diagramm 7-1 und Diagramm 7-3). Die nachgewiesenen Si-Gehalte in der Lösung entsprechen beim Dol3 3,8 % und beim Dol5 5,2 % des ursprünglich im Gestein enthaltenen Siliziums, wobei Dol5 den höchsten Wert unter den Dolomiten aufweist und folglich das reaktivste SiO_2 enthält. Am reaktivsten insgesamt war jedoch das SiO_2 in den Marmoren M1 und M3, bei denen aus der Pulverprobe im Ansatz mit NaOH-Lösung 17,1 bzw. 22,7 % gelöst wurden. Aufgrund der geringen Gehalte Si im Gesteinsmaterial von 0,2 % wird allerdings nicht mit einer Gefährdung hinsichtlich AKR gerechnet. Gleiches gilt für die Gesteinsprobe des Calciumcarbonats, bei dem die ursprünglich vorhandenen 0,1 % Si zu 18,6 % bei NaOH-Angriff in Lösung gegangen sind. Bei den Dolomiten konnte aus der Gesteinsprobe von Dol5 mittels $\text{KOH}+\text{Ca(OH)}_2$ -Lösung ebenfalls am meisten Si gelöst werden (Diagramm 7-2), was 3,1 % des ursprünglich vorhandenem Si im Gestein entspricht. Reaktiver im Gemisch $\text{KOH}+\text{Ca(OH)}_2$ -Lösung war das SiO_2 im Dolomit Dol6, bei dem von den insgesamt nur 0,2 % im Gestein enthaltenen Si immerhin 3,5 % in Lösung gingen.

Lösung von Calcium

In Diagramm 7-4 sind die Ergebnisse der Lösungsversuche aufgeführt.

Ersichtlich wird hierbei, dass anhand der sehr geringen Gehalte an gelöstem Ca (die angegebenen Werte entsprechen bis auf 2 Ausnahmen $\leq 0,04$ % des zu 20 bis 40 % im Gestein enthaltenen Calciums) keine Tendenzen abzulesen sind. Auffällig wird jedoch, dass mittels NaOH-Lösung aus den Gesteinsstücken der Marmore M2 und M3 sowie des Calcits Cc verstärkt Ca gelöst werden konnte. Dabei ist das CaO der Marmore M2 und M3 sowie des Calcits Cc und Magnesits Mc am besten löslich mit 0,13, 0,03, 0,04 und 0,22 % des ursprünglich im Gestein enthaltenen Ca. Allerdings war ursprünglich im Magnesitgestein nur 0,9 % Ca enthalten.

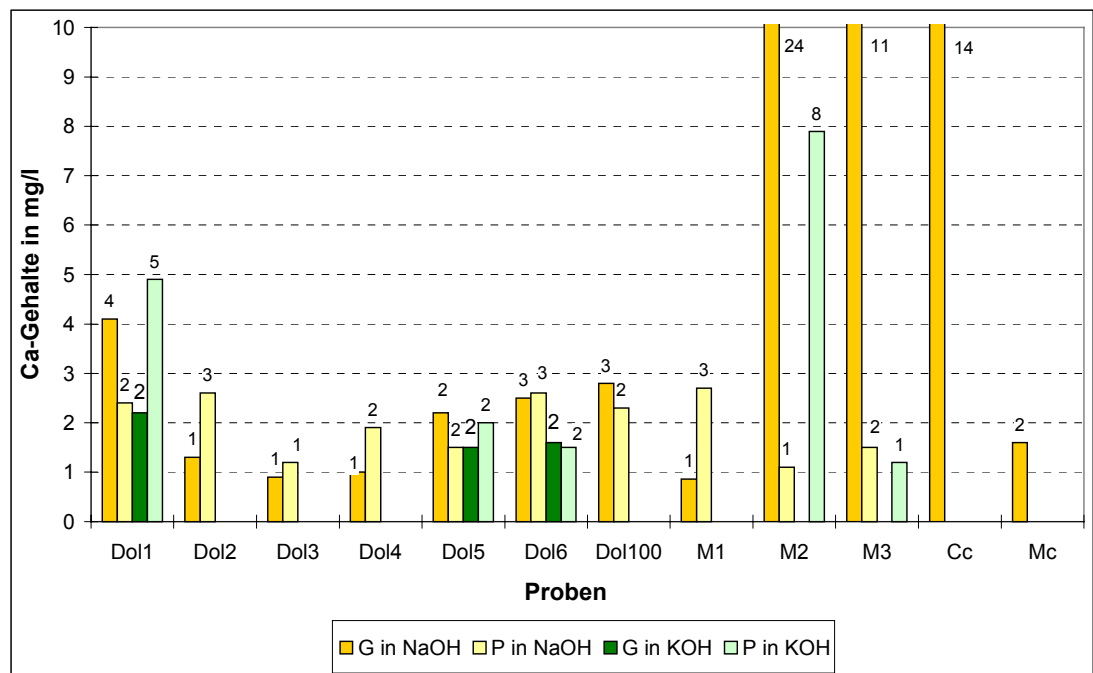


Diagramm 7-4: Vergleich der gelösten Ca-Mengen aus Gesteinsstücken G und Pulvern P nach Angriff von NaOH- und KOH-Lösung

Lösung von Magnesium

Die gelösten Mengen an Magnesium sind in Diagramm 7-5 dargestellt.

Auch in dieser Versuchsreihe waren bei den meisten Proben und allen Lösungen nur sehr geringe Mengen an gelöstem Magnesium ($<$ bzw. $<< 0,05$ % des zu 0,3 - 30 % im Gestein enthaltenen Magnesiums) nachzuweisen (Diagramm 7-5), wobei allerdings eine reine NaOH-Lösung an den Gesteinsstücken den besten Lösungseffekt erzielte. Dabei hebt sich der dolomitische Marmor M2 mit einem geringfügig höheren Wert und die Probe Dol5 mit einem 20fach höherem Wert ab. Bei den Pulvern bewirkte ein Gemisch aus NaOH- und $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung den stärksten Effekt. Beim Magnesit konnten aus den Gesteinsproben mittels gemischten Angriffes aus NaOH- und $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung deutliche Mengen an Magnesium gelöst werden.

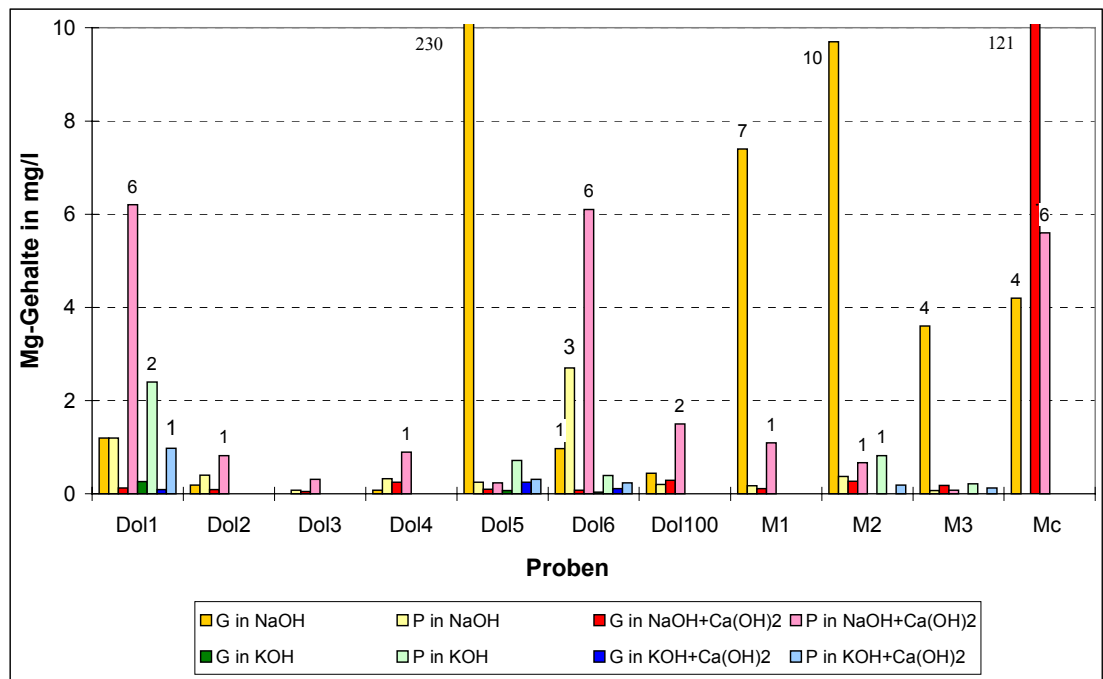


Diagramm 7-5: Vergleich der gelösten Mg-Mengen aus Gesteinsstücken G und Pulvern P nach Angriff von NaOH- und KOH-Lösung bzw. von Gemischen dieser Lösungen mit Ca(OH)_2 -Lösung

Das ursprünglich enthaltene Magnesium der Gesteine Dol5, M1, M2, M3 und Mc ging am besten – d.h. zu 2,40, 2,97, 0,10, 0,55 bzw. 0,52 % - in Lösung. Dabei enthielten M1 und M3 ursprünglich weniger als 1 % Mg, jedoch wiesen Dol5, M2 und Mc ursprünglich 12,1, 11,6 bzw. 27,8 % Mg auf. Letztere Proben deuten somit auf eine höhere Lösbarkeit des MgO hin.

Zusammenfassung der Lösungsversuche

Die in Tabelle 7-7 aufgeführten Lösungen mit den besten Lösungseffekten ergaben sich anhand der hier durchgeführten Untersuchungen und stellen erste Tendenzen dar. Um allgemeingültige Aussagen treffen zu können, müssten die Versuchsreihen an weiteren Materialien durchgeführt werden.

Tabelle 7-7: Lösung mit bestem Lösungseffekt hinsichtlich Si, Ca und Mg

Probe	Si	Ca	Mg
Pulver P	NaOH	-	$\text{NaOH} + \text{Ca(OH)}_2$
Gesteinsstück G	$\text{KOH} + \text{Ca(OH)}_2$	NaOH	NaOH

Tabelle 7-8: Materialien mit bestem Lösungseffekt hinsichtlich Si, Ca und Mg

Material	Si	Ca	Mg
Dol3	X		
Dol5	X		X
M2		X	X
M3	X	X	
Cc		X	
Mc			X

Der Vergleich in Tabelle 7-8 veranschaulicht, dass Calcium bzw. Magnesium am stärksten aus Calcit bzw. Magnesit gelöst wurde. Auffällig ist, dass von den anderen 4 Materialien mit den deutlichsten Lösungseffekten Dol5, M2 und M3 jeweils hinsichtlich zweier Substanzen die stärksten Lösungseffekte zeigten.

7.1.5 Untersuchungen mittels XRD und ESEM an den Gesteinsproben nach Hydroxid-angriff

Anhand der Feststellung, dass bei den Pulverproben die stärksten Lösungseffekte erzielt werden konnten, erfolgte an einigen dieser Gesteinspulver eine Röntgenanalyse (Tabelle 7-9).

Tabelle 7-9: Röntgenographisch untersuchte Pulverproben

Pulverprobe	Ansatz mit			
	NaOH-Lösung	NaOH+Ca(OH) ₂ -Lösung	KOH-Lösung	KOH+Ca(OH) ₂ -Lösung
Dol2	X	X		
Dol3	X			
Dol4	X	X		
Dol5	X	X	X	X
Dol6	X	X	X	X
Dol100		X		

Nach dem Ansatz der Pulverproben mit den verschiedenen Lösungen und Lagerung bei 40°C ließ sich bei allen röntgenographisch untersuchten Proben Brucit nachweisen. Stellvertretend hierfür wird dieser Sachverhalt im Diagramm 7-6 an der Probe Dol2 nach Ansatz mit NaOH-Lösung dargestellt. Es sind deutliche Brucitpeaks vor allem bei 2 Theta = 38,2 von bis zu 70 counts per seconds (cps) erkennbar.

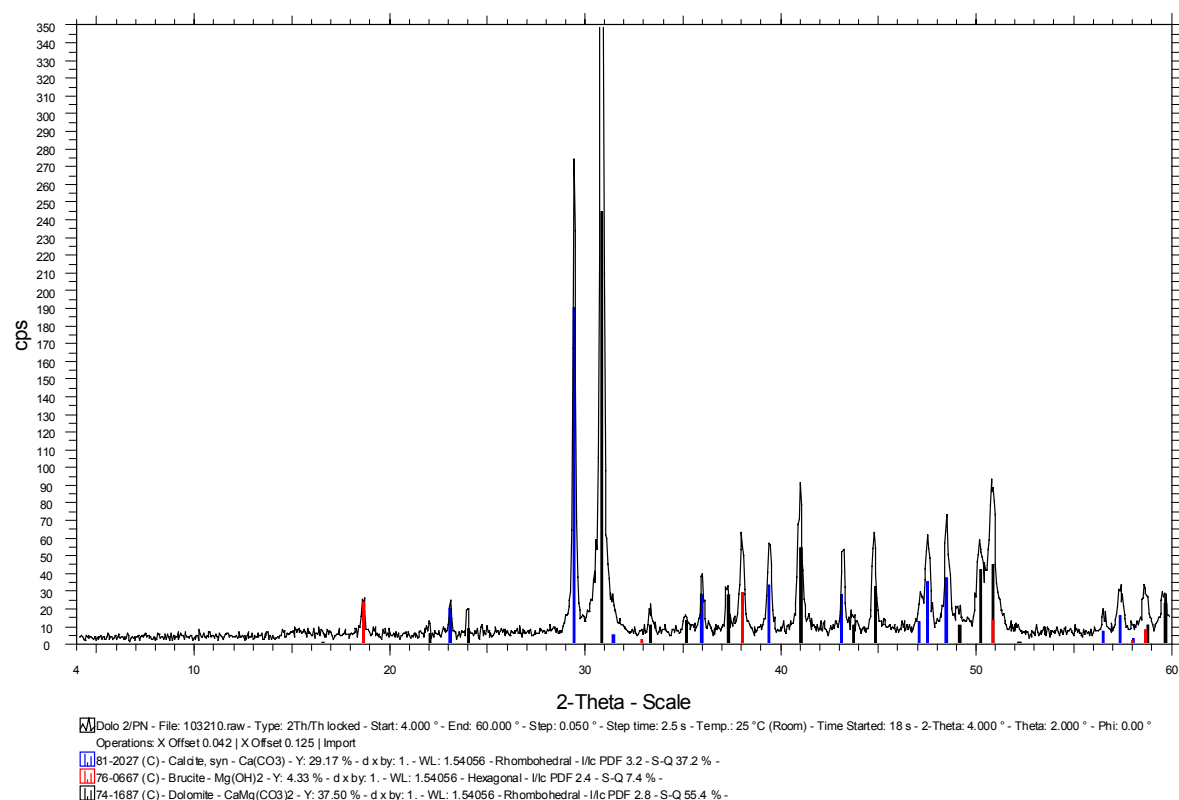


Diagramm 7-6: Röntgendiagramm der Pulverprobe Dol2 nach Ansatz mit NaOH-Lösung nach einem halben Jahr bei 40°C

Da sich in der Lösung des Ansatzes von Dolomit Dol5 mit NaOH-Lösung hohe Gehalte an Mg nachweisen ließen, wurden die in der Lösung befindlichen Fällungsprodukte mittels XRD analysiert (Diagramm 7-7). Es zeigten sich deutliche Peaks von Natriumcarbonat- bzw. Natriumhydrogencarbonat-Verbindungen wie Thermonatrit $\text{Na}_2\text{CO}_3 \cdot \text{H}_2\text{O}$ und Trona

$\text{Na}_3\text{H}(\text{CO}_3)_2 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$. Da die Thermonatrit-Peaks sehr stark ausgebildet sind und die Brucit-Peaks $\text{Mg}(\text{OH})_2$ direkt daneben liegen, werden diese z.T. überdeckt. Zudem besteht ein Verdacht auf die Anwesenheit von Hydromagnesit $\text{Mg}_5(\text{CO}_3)_4(\text{OH})_2(\text{H}_2\text{O})_4$. Des Weiteren befanden sich unter den Fällungsprodukten Spuren von Dolomit.

Auf der Oberfläche des Gesteinsstückes Dol5 wurde nach dem Ansatz mit NaOH-Lösung röntgenographisch die Natriummagnesiumcarbonat-Verbindung Eitelit $\text{Na}_2\text{Mg}(\text{CO}_3)_2$ sowie in Spuren Calcit nachgewiesen.

Da das Gesteinsstück ursprünglich nur aus Dolomit bestand mit Spuren von Calcit, kann anhand der Fällungsprodukte aus Magnesium sowie Magnesium- bzw. Calciumcarbonat-Verbindungen in der Lösung auf Zersetzungsprozesse des Dolomits in NaOH-Lösung geschlossen werden. Auch das Auftreten von Natriummagnesiumcarbonat-Verbindungen auf der Gesteinsoberfläche nach dem Ansatz mit NaOH-Lösung zeugt von einem Angriff der Alkalilösung, der in einer Veränderung der Gesteinszusammensetzung resultierte.

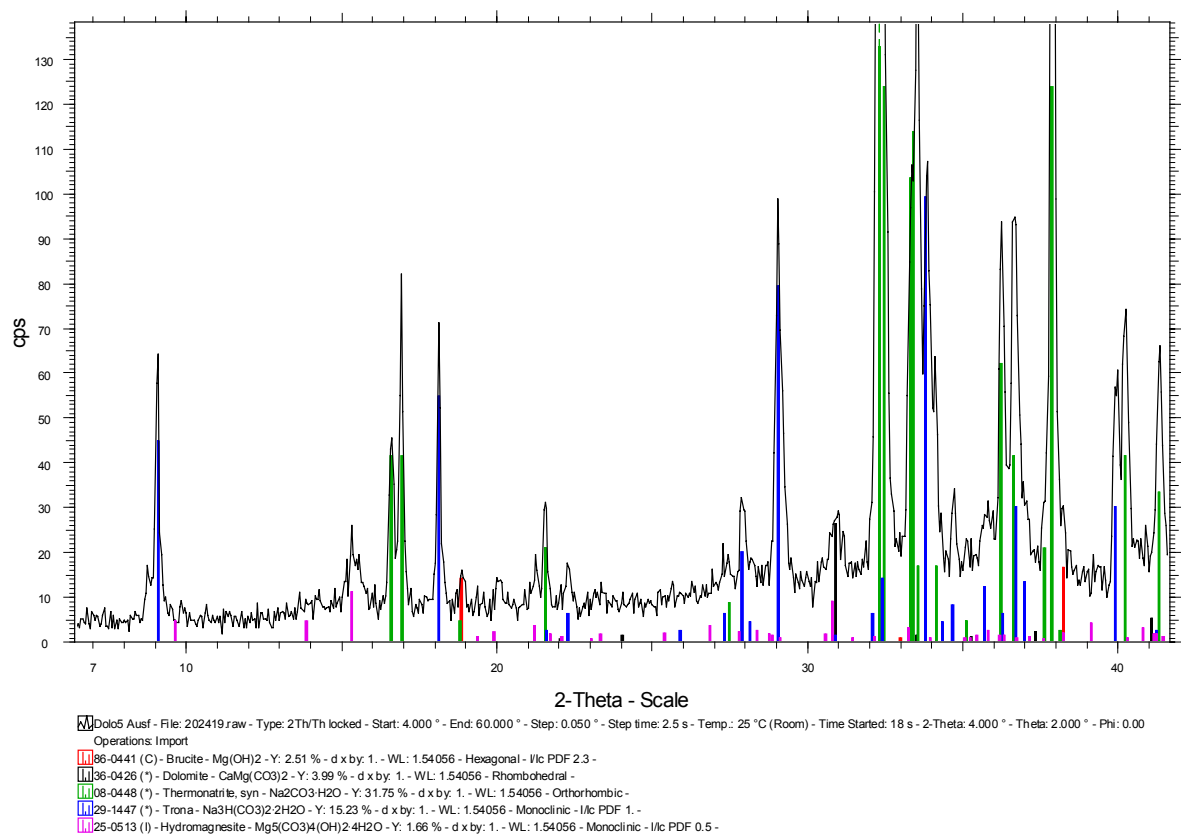


Diagramm 7-7: Röntgendiagramm der Ausfällungsprodukte des Ansatzes Dol5+NaOH-Lösung nach einem Jahr bei 40°C

Die Gesteinsoberfläche des beprobten Materials Dol5 wurde ebenfalls mittels ESEM näher untersucht. Es waren deutlich erkennbare hexagonale, kompakte Kristalle mit schichtenweisen Wachstumsstrukturen an der Oberfläche erkennbar (Abbildung 7-2a). Es handelt sich hierbei wahrscheinlich um $\text{Na}_2\text{Mg}(\text{CO}_3)_2$ (Eitelit) – entsprechend den EDX-Ergebnissen (Abbildung 7-2b).

Weiterhin wachsen aus dem „Eitelit“ und in der Dolomitmatrix blättchen- bzw. lamellenartige kristalline Strukturen (Abbildung 7-2c). Entsprechend den EDX-Ergebnissen handelt es sich hier um eine Magnesium-Verbindung – entweder Brucit oder ein Magnesiumhydrogencarbonat (Abbildung 7-2d).

Diese Reaktionsprodukte deuten optisch auf eine Volumenvergrößerung hin – d.h. die entstandenen Feststoffe bestehen zwar aus dünnen lamellenartigen Blättchen, jedoch befinden sich zwischen den Lamellen relativ große Zwischenräume. Die Struktur lässt auf einen idealen Flüssigkeitstransporter schließen.

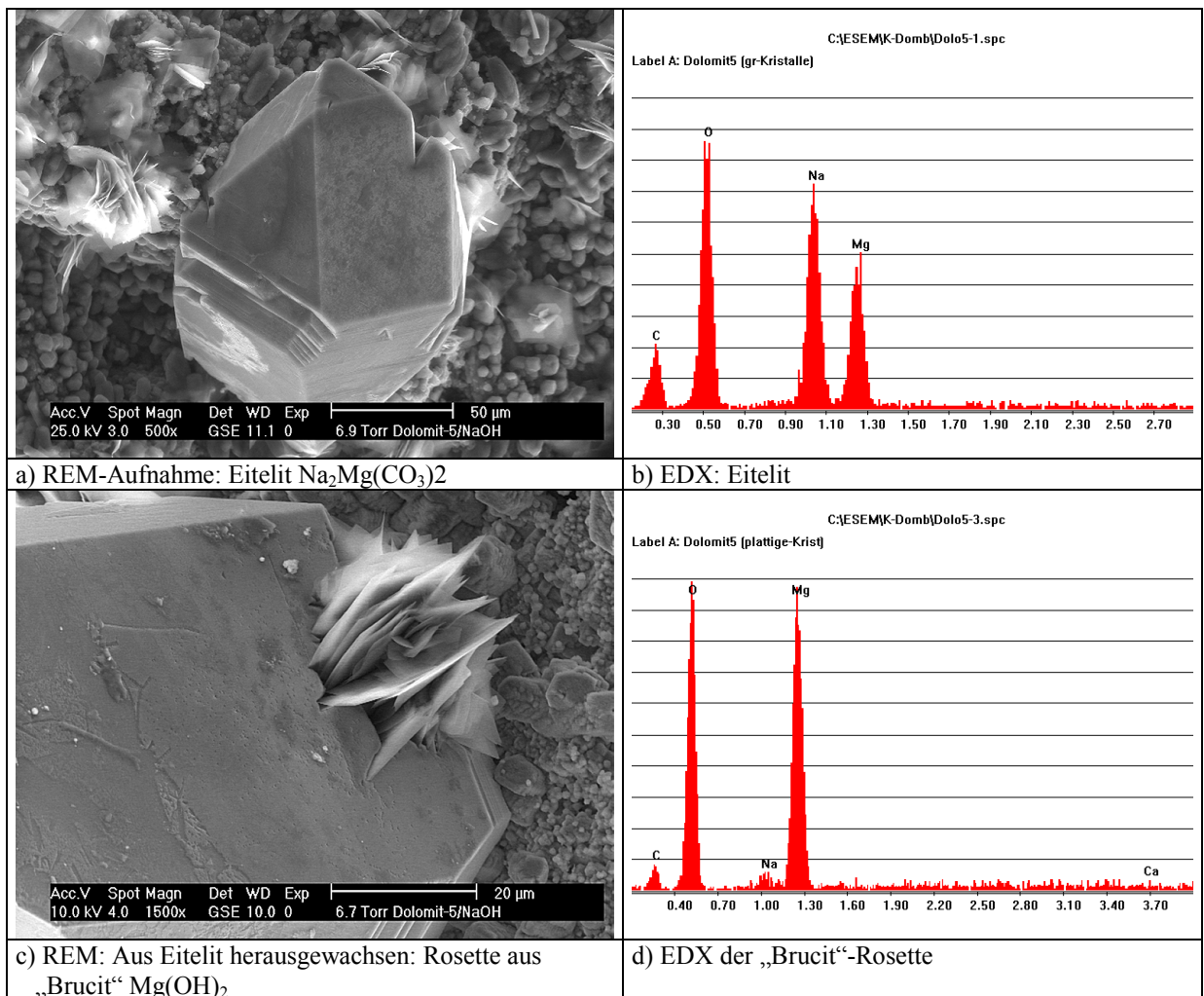


Abbildung 7-2: ESEM-Aufnahmen, Oberfläche Dolomit Dol5 nach NaOH-Angriff

Nach einer Beaufschlagung von NaOH-Lösung auf den grobkristallinen Dolomit „Marmor“ M2 entstand ebenfalls eine lamellenartige Kristallstruktur, die jedoch gleichmäßiger und kugelförmiger ausgebildet war (Abbildung 7-3a und b). Wie in diesen Abbildungen ersichtlich, lagen diese Rosetten nicht nur auf der glatten Gesteinsoberfläche, sondern bildeten sich in Zwischenräumen und lockerten die Gesteinsstruktur. Neben den Rosetten waren auf der Gesteinsoberfläche Ätz- und Lösespuren ersichtlich. Per EDX konnte für die rosettenartigen Kristalle ebenfalls eine Magnesiumverbindung nachgewiesen werden (Abbildung 7-3 c).

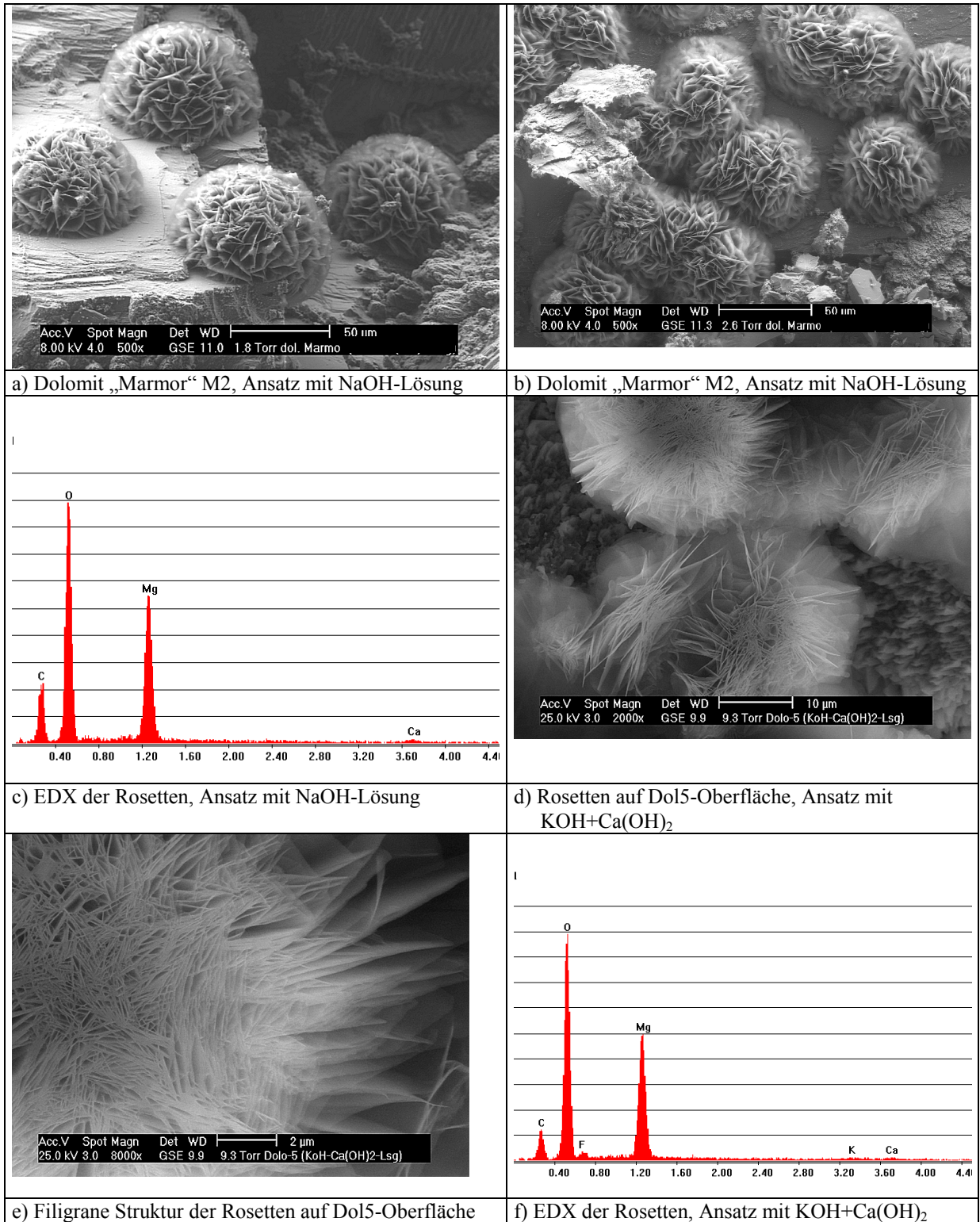


Abbildung 7-3: ESEM-Ergebnisse des Dolomits „Marmor“ M2 nach Ansatz mit NaOH-Lösung sowie Oberfläche des Dolomits Dol5 nach Ansatz mit KOH+Ca(OH)₂-Lösung

Mittels ESEM-Untersuchungen an der Gesteinsoberfläche des Dolomits Dol5 nach 6-monatiger Lagerung in einem Gemisch aus KOH+Ca(OH)₂-Lösung konnte ebenfalls die Bildung von lamellenartigen Rosetten aufgezeigt werden (Abbildung 7-3d). Allerdings waren die Strukturen etwas feiner (feinblättriger) ausgebildet (Abbildung 7-3e). Die Zusammensetzung ist mit den oben beschriebenen vergleichbar (Abbildung 7-3f). Auch waren die Lösespuren auf der Dolomitoberfläche gut erkennbar (Abbildung 7-4a). Die

dazugehörige EDX (Abbildung 7-4b) deutet auf eine stark calciumcarbonat-haltige Zusammensetzung hin, d.h. sie ist im Vergleich zum Dolomit magnesiumärmer.

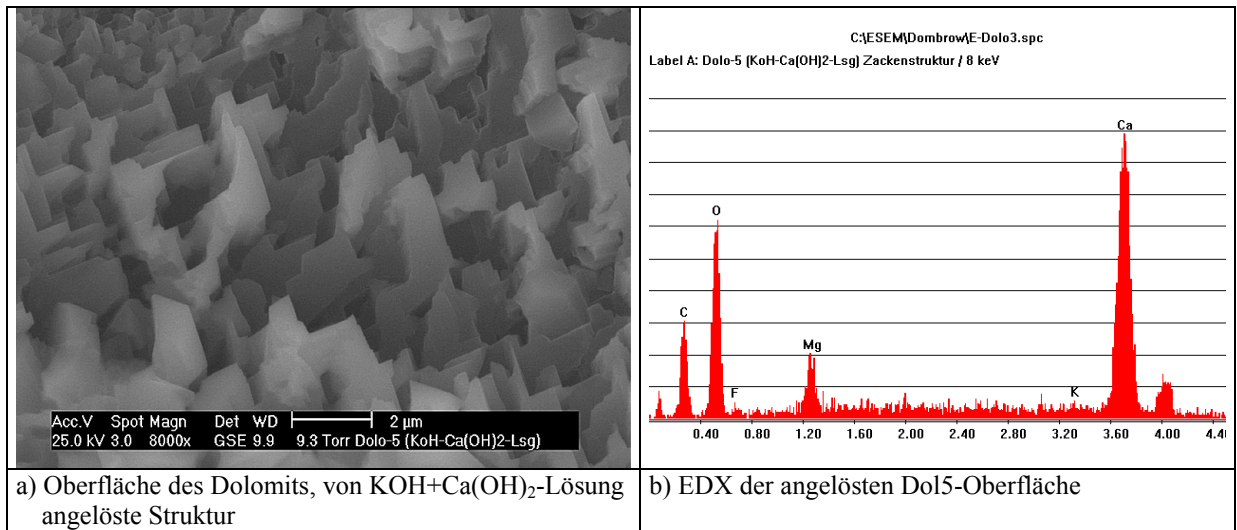


Abbildung 7-4: ESEM-Ergebnisse, Oberfläche des Dolomits Dol5 nach Ansatz mit KOH+Ca(OH)₂-Lösung

Die Frage ist nun offen, um welche Magnesiumverbindung es sich bei den Lamellenstrukturen handelt. Gleiche lamellenartige Strukturen wie auf der Dolomitoberfläche (Abbildung 7-5a, hier mit NaOH-Lösung für 1 Jahr bei 40°C versetzt) entstanden, nachdem Magnesitgestein 6 Monate bei 40°C in NaOH-Lösung lagerte (Abbildung 7-5b, getrockneter Rückstand der Lösung). Die dazugehörige EDX analysierte wiederum eine Magnesiumverbindung (Abbildung 7-5c). Es handelt sich bei den Strukturen mit hoher Sicherheit um Brucit. Denn bei Erhöhung der relativen Feuchtigkeit auf 95 % bildeten sich aus dem Magnesitrückstand Strukturen, die auf ein Auflösen der Kristalllamellen deuteten (Abbildung 7-5d und e). Ein ähnliches Strukturbild – allerdings viel feiner – zeigte eine ESEM-Aufnahme von Brucit (Abbildung 7-5f). Der mittels XRD nachgewiesene Brucit entstand nach einer einjährigen Beaufschlagung von sehr feinem Hydromagnesit-Pulver mit NaOH-Lösung bei 40°C. In der ESEM-Aufnahme sind die Kanten der Lamellen nur noch ansatzweise erkennbar. Die Konturen fließen hier ebenfalls ineinander.

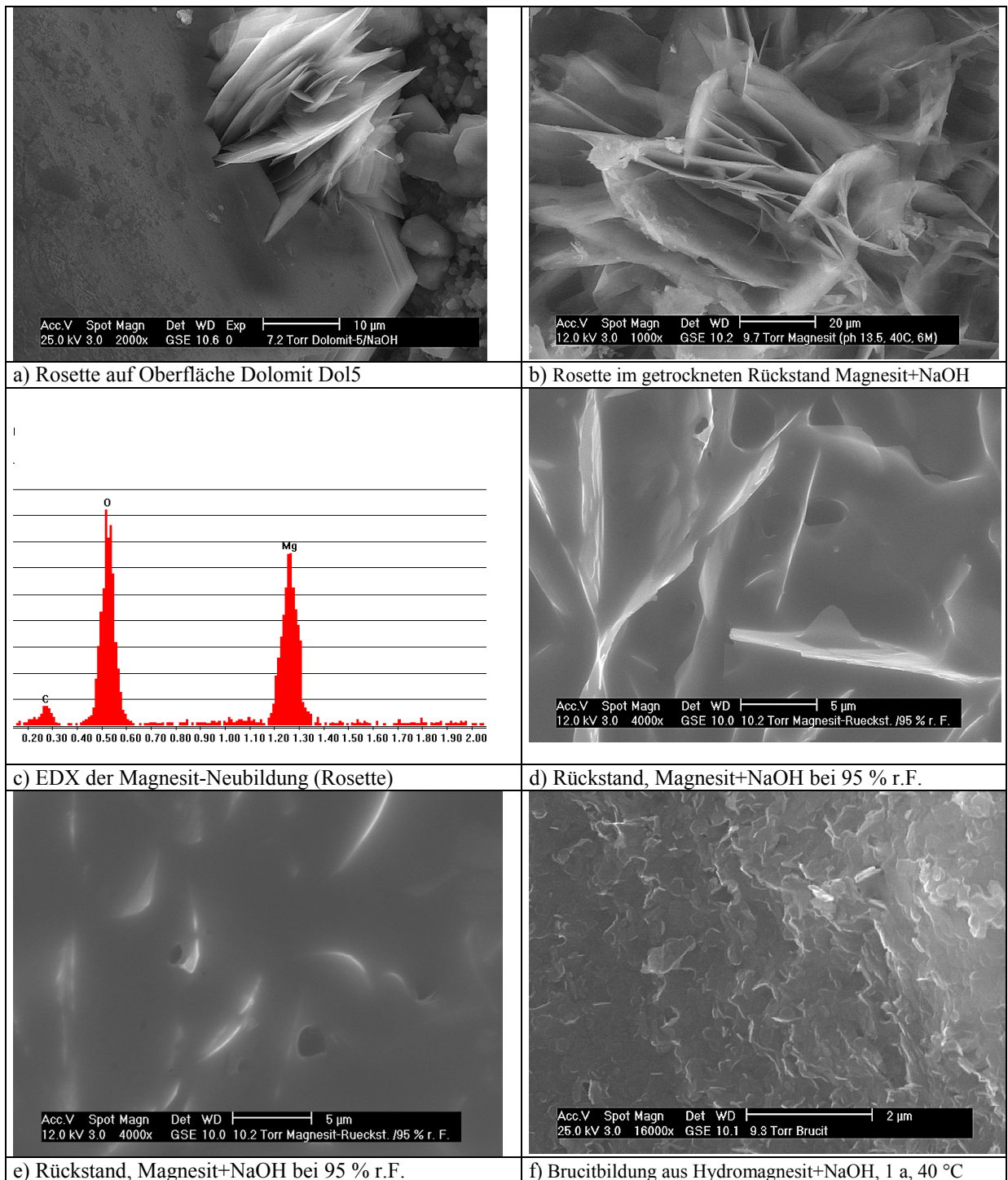


Abbildung 7-5: „Brucitnachweis“

7.1.6 Dedolomitisierung von Dolomit-Gesteinsmehl im Zementstein

Bei der Untersuchung von ausgepresster Porenlösung (Probekörper aus Zement, Wasser, NaCl-Lösung, Dolomitmehl Dol5 – siehe 1.2.4) konnten zwischen dem 14. und dem 28. Tag (nach Lagerung bei 40°C, abgedichtete Probe) Veränderungen festgestellt werden, die auf Reaktionen zwischen Porenlösung und Gesteinsmehl hindeuten. So hat sich u.a. mehr Calcium gelöst im Vergleich zu Proben anderer Gesteinsmehle. Zudem war nach 28 Tagen weniger Na in der Porenlösung nachzuweisen. Möglicherweise fand ein Austausch von Calcium und Natrium statt, wobei Na-Mg-Carbonatverbindungen entstanden, wie sie bereits an Dolomitgesteinsoberflächen deutlich wurden.

Mittels XRD der Feinmörtel-Proben konnte jedoch kein Brucit nachgewiesen werden.

Anhand von ESEM-Untersuchungen an einer Feinmörtel-Probe konnten nach 3 Monaten lediglich Anlösestrukturen an Dolomitpartikeln festgestellt werden. Auch konnten den Brucit-Rosetten ähnliche Strukturen gefunden werden (Abbildung 7-6a), die jedoch aufgrund von Überlagerungen durch umgebende Strukturen nicht eindeutig als solche per EDX analysiert werden konnten. Auffällig war in der Feinmörtelstruktur die Ausbildung von sehr kompakten Portlandit-Kristallen (Abbildung 7-6b) sowie eine insgesamt poröse aufgelockerte Matrix (Abbildung 7-6c und d).

In weiteren Untersuchungen sollten gröbere Dolomitmörner für Feinmörtelproben verwendet werden, um gezielter Anlöseerscheinungen und Neubildungen lokalisieren zu können und um vor allem deutlicher ausgebildete Kristallneubildungen zu forcieren.

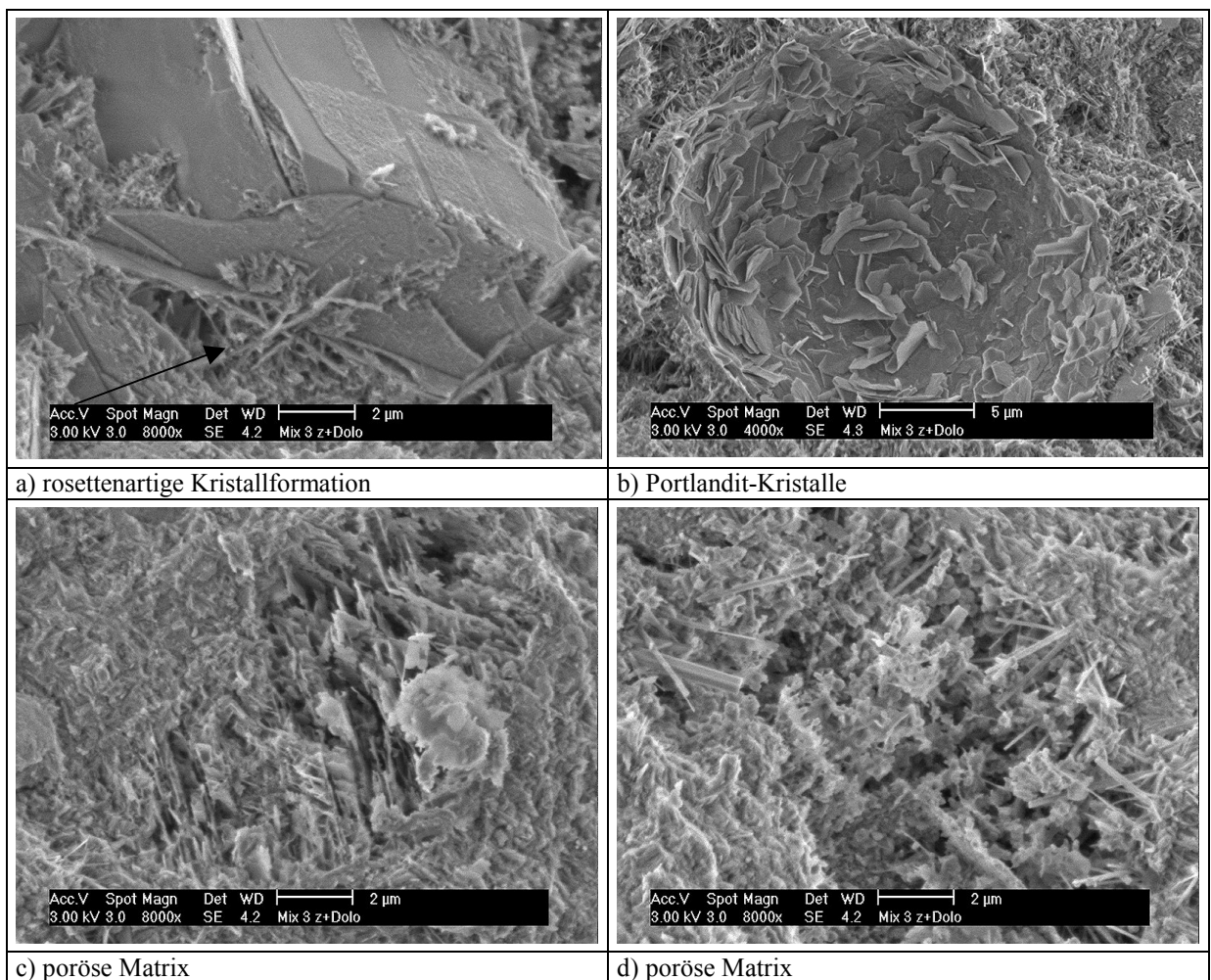


Abbildung 7-6: ESEM-Aufnahmen der mit Dolomitmehl hergestellten Feinmörtel-Matrix

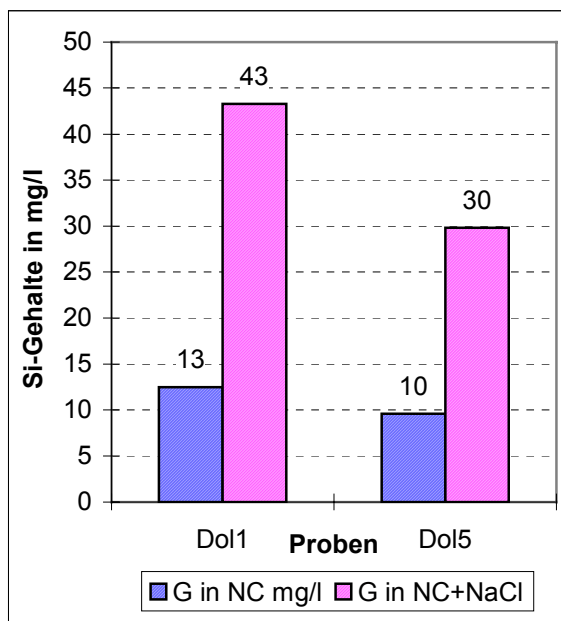
7.1.7 Einfluss von Taumitteln auf eine Alkali-Carbonat-Reaktion

Gesteinsstücke der Materialien Dolomit Dol1 und Dolomit Dol5 wurden mit einem Gemisch von 90 % NaOH- + Ca(OH)₂-Lösung (Verhältnis der Lösungen 80 : 20, pH = 13,5) und 10 % einer 3 %igen NaCl-Lösung für 6 Monate bei 40°C gelagert.

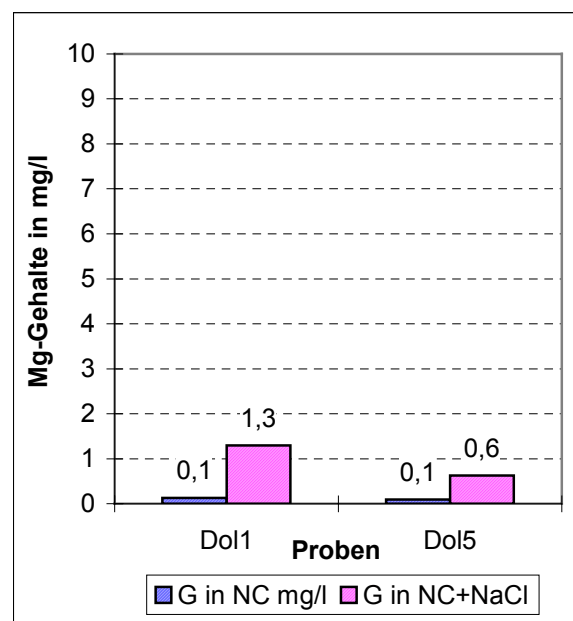
Anhand der graphischen Darstellungen Diagramm 7-8a und Diagramm 7-8b wird erkennbar, dass sich in Anwesenheit von NaCl-Lösung aus den hier getesteten Dolomiten sowohl mehr Silizium als auch mehr Magnesium löste.

Die gelösten Mengen an Si entsprechen bei einem Angriff von NaOH- + Ca(OH)₂-Lösung auf Dol1 bzw. Dol5 1,5 bzw. 1,6 % des zu 1,0 bzw. 0,7 % im Ausgangsmaterial enthaltenen Siliziums. Bei einem Angriff von NaOH-, Ca(OH)₂-und NaCl-Lösung auf Dol1 sind 5,0 % und auf Dol5 5,1 % des ursprünglich enthaltenen Si in Lösung gegangen.

Allerdings sind die gelösten Mengen an Magnesium extrem gering, d.h. es sind weniger als 0,02 % der ursprünglich 10 – 12 % Mg der Gesteine in Lösung gegangen.



a) Si-Gehalte in Lösung



b) Mg-Gehalte in Lösung

Diagramm 7-8: Einfluss von NaCl-Lösung auf die Lösung von Si und Mg aus Dolomit

7.2 Untersuchungen zum Einfluss von Taumitteln auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion von Gesteinsmaterialien

Die Untersuchungen zum Einfluss von Taumitteln auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion fanden in /169/ an Mörtelproben - hergestellt mit NA-Zement und Duranglas, einem stark alkali-reaktivem Material - statt. Im Ergebnis der Untersuchungen konnte bei den unter Taumiteleinfluss stehenden Proben nach einer Nebelkammerlagerung eine AKR anhand von Gel- und Rissbildungen nachgewiesen werden. Zudem waren verstärkte Dehnungen im Vergleich zu NaCl-frei untersuchten Proben erkennbar. Bei Untersuchungen an Straßenbetonen, hergestellt mit NA-Zement und reaktivem Zuschlag, konnten nach dem CDF-Test, d.h. Taumiteleintrag vor und während der Befrostung, und 112 Tagen Nebelkammerlagerung keine nennenswerten Dehnungen ($\Delta l < 0,2$ mm/m) verzeichnet werden. /169/

Von diesen bereits am FIB gelaufenen Untersuchungen und den Literaturerkenntnissen ausgehend, stand nun die Frage, ob bei Betonen - hergestellt mit nicht-NA-Zement und

natürlichem, potentiell alkali-reaktivem Zuschlag - durch einen Taumittleintrag eine AKR ablaufen und schädigend wirken kann.

Hierzu wurden verschiedene natürliche Gesteinskörnungen mit potentiell alkali-kieselsäure-reaktiven Gesteinsbestandteilen ausgewählt, an denen neben Gesteinsuntersuchungen entsprechende Betonuntersuchungen erfolgen sollten. Die Gesteinsuntersuchungen beliefen sich neben Basisinformationen zum Gesteinsmaterial auf die Ermittlung von Dauerhaftigkeitskennwerten zum Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand und zur AKR. Grundlage für die Prüfungen waren die gültigen Prüfverfahren. Weiterhin wurden Untersuchungen zum Einfluss von Taumitteln auf Feinmörtel-Proben durchgeführt, die aus einem alkalireichen Zement CEM I 32,5 R mit einem Natriumäquivalent von 1,5 %, Wasser und den Gesteinsmehlen der zu untersuchenden Materialien bestanden.

Bei den Untersuchungen der Gesteinskörnungen im Beton wurden die Betonproben zum einen mit unterschiedlichen Taumitteln beaufschlagt und zum anderen verschiedenen Prüfregimen unterzogen. D.h. neben der Nebelkammerlagerung kam ein Wechsellagerungsregime zur Anwendung. Es sollte untersucht werden, ob dieses Wechsellagerungsregime durch Anwendung eines breiteren Spektrums an klimatischen Einflüssen die Untersuchungen praxisnäher und durch die verkürzte Testzeit ökonomischer gestaltet.

7.2.1 Gesteinsmaterialien, deren Charakterisierung und Dauerhaftigkeitseigenschaften

Zusammensetzung der Gesteinsmaterialien

Als zu untersuchende Zuschlagmaterialien kamen zwei kieselkalk- bzw. kieselschieferhaltige Kiese aus Süd- bzw. Mitteldeutschland zum Einsatz. Zum Vergleich wurde ein nicht AKR-gefährdeter Diabas-Splitt aus Mitteldeutschland und ein stark AKR-gefährdeter EIII-Kies aus Norddeutschland eingesetzt. Die Materialeigenschaften sind in Tabelle 7-10 aufgeführt.

Tabelle 7-10: Angaben zu Materialien

Material	Bezeichnung	Gesteinsart	Herkunft	Fraktion	XRD halbquantitativ		
					Quarz	Calcit	anderes
Vergleichsmaterial inert	IN	Diabas	Süd-deutschland	2/8			Feldspäte
				8/16			Calcit Chlorit, Augit
Zuschlag 1	MD	Kiesgemisch	Mittel-deutschland	2/8	****	*	Feldspäte Glimmer
				8/16	****	*	Feldspäte Clinochlor Glimmer
Zuschlag 2	SD	Flusskies	Süd-deutschland	2/8	****	*	Feldspäte* evl. Glimmer
				8/16	****	*	Feldspäte* evl. Glimmer
Vergleichsmaterial reaktiv	EIII	EIII-Material	Nord-deutschland	2/8	****	***	Feldspäte* Clinochlor Glimmer
				8/16	****	***	Feldspäte** Clinochlor Glimmer, Opal-A

**** > 300 cps, *** 200 - 300 cps, ** 100 - 200 cps, * 40 - 100 cps, Spuren < 40 cps; cps: counts per seconds,¹²

Anhand der Ergebnisse einer petrographischen Analyse sind in Tabelle 7-11 die Zusammensetzungen der Gesteinskörnungen anteilmäßig in carbonatisch, nicht carbonatisch, magmatisch, Flint etc. aufgeführt.

Tabelle 7-11: Zusammensetzung der Gesteinskörnungen, Angaben in %

Material	carbonatisch	nicht carbonatisch, silicatisch			
		Verschiedenes	Flint	Kieselschiefer	Porphyry
IN	-	100,0		-	-
MD	3,4	86,6	1,9	1,8	6,3
SD	27,8	68,7		3,5	-
EIII	32,5	58,1	9,1	-	-

Im Weiteren ist die potentielle AKR-Gefahr, die von bestimmten Bestandteilen der Gesteinskörnungen ausgeht, von Interesse. Aus diesem Grund wurden aus den Gesteinskörnungen die Kieselkalke sowie die Kieselschiefer herausgelesen und näher analysiert.

Tabelle 7-12 beinhaltet die im Ergebnis der chemischen Analyse stehende Zusammensetzung der Kieselkalke und Kieselschiefer.

Tabelle 7-12: Ergebnisse der chemischen Analyse von Kieselkalken und Kieselschiefer, Angaben in %

Untersuchung	MD		SD		
	Kieselkalk	Kieselschiefer schwarz	Kieselkalk	Kieselschiefer schwarz	Kieselschiefer rot
Tv. 100°C	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2
Gv. 800°C	40,9	0,6	19,7	2,6	1,1
SiO ₂	5,4	96,5	52,9	88,5	92,6
Al ₂ O ₃	0,9	0,7	1,2	2,6	2,6
Fe ₂ O ₃	0,6	1,2	1,1	2,6	2,0
CaO	51,1	0,1	23,4	2,0	0,6
MgO	0,5	0,1	0,3	0,5	0,4
MnO	0,02	0,01	0,03	0,02	0,05
TiO ₂	0,03	0,02	0,04	0,08	0,06
K ₂ O	0,22	0,13	0,18	0,26	0,59
Na ₂ O	0,04	0,04	0,15	0,13	0,22
SO ₃	0,5	0,0	0,2	0,1	0,0
Wl. K ₂ O	0,03*	0,02	0,02*	0,04*	0,06*
Wl. Na ₂ O	0,02*	0,01*	0,01*	0,01*	0,02*
Summe	100,31	99,5	99,4	99,59	100,42

*in der Summe nicht enthalten

Anhand der Ergebnisse der chemischen Analyse handelt es sich bei dem Kieselkalk MD um einen Kalkstein mit geringem SiO₂-Anteil. Der Kieselschiefer MD hat einen höheren SiO₂-Gehalt als die Kieselschiefer SD.

Bestimmung der Kristallitgrößen mittels Rietveld-Methode

Die Untersuchungen konzentrierten sich vorrangig auf die in den Gesteinsgemischen MD und SD enthaltenen Kieselkalke und Kieselschiefer der Fraktion 8/16. Da aufgrund von Literaturerkenntnissen (Kapitel 2) davon ausgegangen werden kann, dass mit kleiner werdenden Kristallitgrößen von Quarz und Calcit die Reaktionsfreudigkeit der Materialien hinsichtlich AKR bzw. ACR steigt, wurden die Kristallitgrößen mit Hilfe von Rietveld-Analysen /170, 171/ ermittelt.

Im ersten Schritt erfolgte eine röntgendiffraktometrische Analyse, deren halbquantitative Ergebnisse Tabelle 7-13 zu entnehmen sind. Dadurch war es möglich, Bestandteile zu erfassen, welche die Ergebnisse der Rietveld-Analyse anhand bestimmter Peaklagen (z.B. nahe der Quarz-Peaks oder Schulterbildungen) negativ beeinflussen könnten. Mittels selektiver Löseprozesse wurden diese störenden Bestandteile entfernt bzw. durch Weglösen von anteilmäßig stark vertretenen Bestandteilen die zu untersuchenden Quarzbestandteile angereichert. In den aufgeführten Fällen konnte jeweils der Calcit teilweise bzw. vollständig mit Chloressigsäure /172/ entfernt werden.

Tabelle 7-13: Charakterisierung der Kieselmaterialien

Material 8/16	Variation	Bestandteil	halbquantitativ	nach selekt. Trennen in %	Kristallitgrößen Quarz in nm
MD	Kieselkalk (K)	Calcit	****	71,8	276
		Quarz	*	28,2	
	Kieselschiefer schwarz (Ss)	Calcit	Sp	Rückstand	184
		Quarz	****	99,76	
SD	Kieselkalk (K)	Calcit	****	43,6	129
		Quarz	****	56,4	
	Kieselschiefer schwarz (Ss)	Albit	Sp	Rückstand 94,16	126
		Calcit	*		
		Quarz	****		
		Albit	Sp		
	Kieselschiefer rot (Sr)	Muscovit	Sp	Rückstand 97,72	133
		Calcit	Sp		
		Quarz	****		
		Albit	Sp		
		Muscovit	Sp		
		Hämatit	*		

**** > 300 cps, *** 200 - 300 cps, ** 100 - 200 cps, * 40 - 100 cps, Spuren < 40 cps; cps: counts per seconds,¹²

Die im Ergebnis der Untersuchungen stehenden Kristallitgrößen sind ebenfalls in Tabelle 7-13 aufgeführt. Auffällig wird, dass der Kieselkalk des Materials MD deutlich größere Kristallitgrößen des SiO₂ aufweist, als der Kieselschiefer. Die Kristallitgrößen des SiO₂ im Kieselkalk und Kieselschiefer des Materials SD liegen unter den Werten des Materials MD, unterscheiden sich aber untereinander kaum. Anhand der hier ermittelten relativ geringen mittleren Kristallitgrößen zwischen 120 und 280 nm für SiO₂ kann auf eine erhöhte AKR-Anfälligkeit der Materialien geschlossen werden. Frei gewachsener und ungestörter Bergkristall weist im Vergleich dazu Kristallitgrößen um 400 nm auf.

Dauerhaftigkeitskennwerte, Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstand

Da im Rahmen der hier geplanten Betonuntersuchungen ebenfalls Frost-Tau-Wechsel auf die Proben einwirken, wurden auch die Dauerhaftigkeitseigenschaften an den Zuschlägen mittels Frost-Tau-Wechsel-Versuch nach DIN EN 1367-1 und dem Magnesiumsulfattest nach DIN EN 1367-2 untersucht.

Wasseraufnahmen > 2 % deuten meist auf Materialien mit geringerer Dauerhaftigkeit hin. Ob dies für die Gesteinsproben MD und SD (jeweils Fraktion 2/8) zutrifft, sollen weitere Untersuchungen zeigen. Hinsichtlich der Frostbeständigkeit nach DIN 52104 T. 1 verhält sich die Fraktion 2/8 des Diabas mit 1 % Masseverlust grenzwertig. Die Fraktion 2/8 des Materials EIII besteht lediglich die Anforderungen der Kategorie F₂ hinsichtlich Frost-Tau-Widerstand nach DIN 4226-1 mit einer Abwitterung von 1,6 %. Im Kristallisationstest verhält sich die

Fraktion 8/16 des Inertmaterials mit 18 % Masseverlust ebenfalls grenzwertig hinsichtlich der Klasse mit den höchsten Anforderungen nach DIN 4226-1 (MS₁₈).

Tabelle 7-14: Material- und Dauerhaftigkeitskennwerte der Zuschlagmaterialien

Material	Fraktion	Rohdichte in g/cm ³	Reindichte in g/cm ³	Porosität in %	Wasser- aufnahme 3,5 h Δm in %	Wasser- aufnahme 24 h Δm in %	Methy- lenblau- Wert VB	DIN 52104 Wasser Δm in %	DIN 52104 NaCl Δm in %	DIN EN 1367-2 MgSO ₄ Δm in %
IN	2/8	2,8	2,89	2,77	0,90	1,10	n.b.	1,0	6,1	n.b.
	8/16	2,8	2,89	2,77	0,88	0,90	n.b.	0,6	5,1	18
MD	2/8	2,48	2,73	9,16	1,58	2,14	0,129	0,5	4,2	n.b.
	8/16	2,54	2,73	6,96	1,29	1,43	0,135	0,3	5,0	9
SD	2/8	2,52	2,73	7,69	1,32	2,08	0,132	0,5	2,5	n.b.
	8/16	2,56	2,72	5,88	1,24	1,24	0,109	0,3	2,9	3
EIII	2/8	2,54	2,75	7,64	1,64	1,77	n.b.	1,6	7,1	n.b.
	8/16	2,54	2,71	6,27	1,45	1,72	n.b.	0,9	8,9	16

7.2.2 Untersuchungen des Alkaliwiderstandes der Gesteinskörnungen

Untersuchung des Alkali-Widerstandes der Gesteinskörnungen nach Alkali-Richtlinie

Die Prüfung der Gesteinskörnungen hinsichtlich schädigender AKR sind entsprechend Alkali-Richtlinie (siehe Anhang 3) zu untersuchen. Am Material 1 - 4 mm wird der Masseverlust durch Lösung in Natronlauge ermittelt. Material > 4 mm wird einer petrographischen Analyse unterzogen, somit der Gehalt an reaktivem Flint bzw. über Löseversuche mit NaOH-Lösung der Gehalt an alkaliempfindlichen Bestandteilen ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7-15 ersichtlich.

Tabelle 7-15: Ergebnisse der Untersuchung nach Alkali-Richtlinie (Tabelle 2-1b)

Material	Fraktion	reaktionsfähiger Flint in %	alkaliempfindlicher Opalsandstein einschließlich Kieselsande in %	5x Opalsandstein einschließlich Kieselsande + reaktionsfähiger Flint in %	Alkali- empfindlich- keitsklasse
MD	2/4		0,6		EII
	4/8	0,7	0,4	2,7	EI
	8/16	0,7	1,4	7,7	EII
SD	2/4		0,3		EI
	4/8	0,1	0,6	3,1	EI
	8/16	-	0,9		EII
EIII	2/4		1,0		EII
	4/8	0,8	5,0	25,8	EIII
	8/16	2,2	9,9	51,7	EIII

Anhand der Untersuchung der Gesteinskörnung nach Alkali-Richtlinie wurde der EIII-Zuschlag als solcher bestätigt. Die Gesteinskörnung MD ist in beiden Fraktionen 2/8 und 8/16 und SD in der Fraktion 8/16 als EII einzustufen. Die Fraktion 2/8 des Materials SD genügt den Anforderungen von EI.

Untersuchung des Alkali-Widerstandes der Gesteinskörnungen nach ASTM C 289

Dieser Test zur Bestimmung der Alkaliempfindlichkeit von Zuschlägen ist in Anhang 3 beschrieben. Von dem nach Vorschrift vorbereiteten Testmaterial (150 - 300 μm) wird 1 N NaOH-Lösung versetzt und im geschlossenen Behälter im Wasserbad bei $(80 \pm 1)^\circ\text{C}$ für $(24 \pm \frac{1}{4})$ h gelagert. Nach dem Abkühlen auf unter 30°C ist die Lösung von der Probe zu trennen und quantitativ auf gelöstes SiO₂ (S_c in mmol/l) zu untersuchen. Weiterhin ist die

Reduzierung der Alkalität (R_c in mmol/l) gegenüber der Ausgangslösung zu ermitteln. Anhand von S_c und R_c kann das Material in unschädlich (innocuous), potentiell schädlich (potentially deleterious) und schädlich (deleterious) eingeteilt werden. Die Ergebnisse der Untersuchung sind in Tabelle 7-16 eingetragen.

Tabelle 7-16: Ergebnisse der Untersuchung nach ASTM C 289

Material	Fraktion	Probe	S_c in mmol/l	R_c in mmol/l	Klassifizierung Einzelproben	Klassifizierung gesamte Korngruppe
IN	2/8	1	26	208	unschädlich	unschädlich
		2	25	62	unschädlich	
		3	20	488	unschädlich	
	8/16	1	5	263	unschädlich	unschädlich
		2	4	193	unschädlich	
		3	6	233	unschädlich	
MD	2/8	1	75	23	schädlich	schädlich
		2	76	119	unschädlich	
		3	69	33	schädlich	
	8/16	1	179	318	unschädlich	unschädlich
		2	65	105	unschädlich	
		3	74	143	unschädlich	
SD	2/8	1	67	47	schädlich	schädlich
		2	62	13	schädlich	
		3	69	29	schädlich	
	8/16	1	57	23	schädlich	schädlich
		2	48	31	schädlich	
		3	27	123	unschädlich	
EIII	2/8	1	337	n.b.	potentiell-schädlich	schädlich
		2	312	18	schädlich	
		3	323	153	potentiell schädlich	
	8/16	1	381	143	potentiell schädlich	potentiell schädlich
		2	303	158	potentiell schädlich	
		3	424	188	potentiell schädlich	

Das Inertmaterial IN (Diabas) sowie die Fraktion 8/16 der Gesteinskörnung MD sind nach ASTM C 289 als unschädlich hinsichtlich einer AKR einzustufen. Als schädlich hingegen war die Fraktion 2/8 der Gesteinskörnungen EIII, MD und SD sowie von Letzterem auch die 8/16 zu bewerten. Die Fraktion 8/16 der nach Alkali-Richtlinie als EIII bewerteten Gesteinskörnung war jedoch nach ASTM C 289 „nur“ als potentiell schädlich einzustufen. Anhand dieser Bewertung wurden demnach alkaliempfindliche Gesteinskörnungen nicht eindeutig als solche erkannt. Möglicherweise hatten geringfügige Änderungen in der Versuchsdurchführung (Behälter für 80°C-Behandlung entsprachen nicht ASTM-Vorschrift) zu starke Auswirkungen. Weiterhin enthielten die Gesteinskörnungen Bestandteile wie u.a. Carbonate, die nach ASTM C 289 verfälschende Einflüsse auf die Testergebnisse ausüben. Abgesehen davon ist es bei diesem Verfahren schwierig, grenzwertige Materialien (hinsichtlich der ermittelten S_c und R_c) anhand der Diagramms in ASTM C 289 (prinzipielle Darstellung Abbildung 7-7) genau einzustufen.

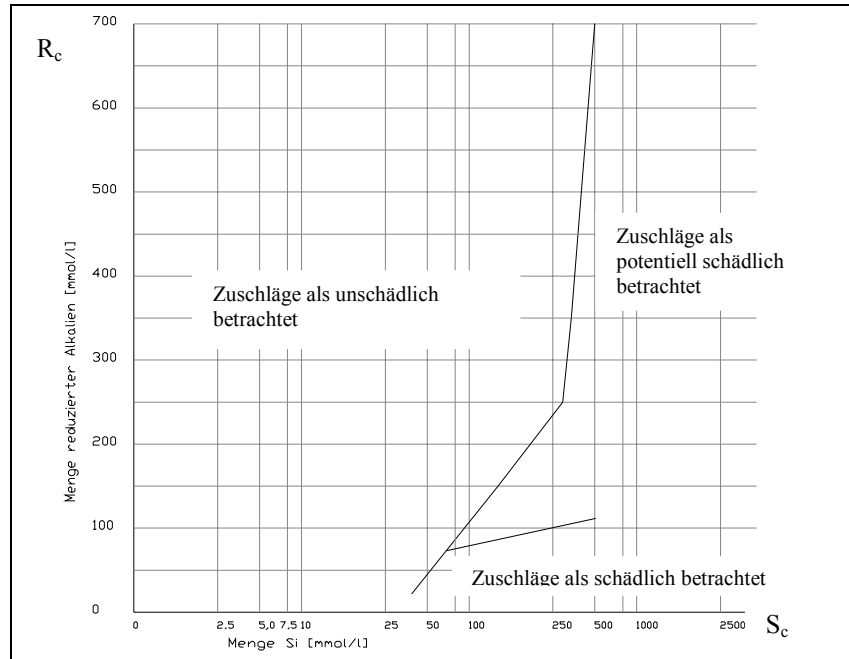


Abbildung 7-7: Prinzipielle Darstellung des Diagramms nach ASTM C 289 zur Bewertung von AKR-kritischem Gesteinsmaterial /z.T. nach 178/

7.2.3 Einfluss von NaCl-Lösung auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion an Gesteinsmaterialien

Vor der Untersuchung der Gesteine im Beton unter Taumiteinfluss ist die Wirkung von Taumitteln in Anwesenheit von Hydroxidlösungen auf das reine Gesteinsmaterial – speziell auf den Kieselkalk (K) sowie den schwarzen (Ss) und den roten (Sr) Kieselschiefer - von Interesse.

Gesteinsstückchen und Gesteinspulver < 0,063 mm von jeweils ca. 2 g dienten diesen Untersuchungen. Die Proben (Feststoff : Lösung = 1:12) wurden mit NaOH-Lösung bzw. mit einem Gemisch aus 80 % NaOH- und 20 % Ca(OH)₂-Lösung (pH = 13,5) angesetzt. Weiterhin kamen Gemische aus NaOH- und Ca(OH)₂-Lösung, im Verhältnis 90 : 10 mit 3 %iger NaCl-Lösung versetzt, zum Einsatz. Nach einer 6-monatigen Lagerung bei 40°C erfolgte eine chemische Analyse der Lösung. Die Frage war, ob sich silicatische bzw. calcitische Bestandteile in den Lösungen gelöst haben bzw. ob eine Salzlösung die Reaktionen förderte. Die Ansätze sind in Tabelle 7-17 aufgeführt.

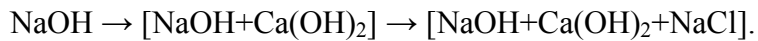
Tabelle 7-17: Ansätze mit Hydroxid- und Chloridlösung

Probe	Material	Probenart	Ansatz 1	Ansatz 2	Ansatz 3
SD-K	Kieselkalk	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	(NaOH+Ca(OH) ₂ , 13,5) + 3 %NaCl
SD-Ss	Kieselschiefer schwarz	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	(NaOH+Ca(OH) ₂ , 13,5) + 3 %NaCl
SD-Sr	Kieselschiefer rot	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	(NaOH+Ca(OH) ₂ , 13,5) + 3 %NaCl
MD-K	Kieselkalk	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	(NaOH+Ca(OH) ₂ , 13,5) + 3 %NaCl
MD-Ss	Kieselschiefer schwarz	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	(NaOH+Ca(OH) ₂ , 13,5) + 3 %NaCl
SD-K	Kieselkalk	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	(NaOH+Ca(OH) ₂ , 13,5) + 3 %NaCl
SD-Ss	Kieselschiefer schwarz	Gestein	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	(NaOH+Ca(OH) ₂ , 13,5) + 3 %NaCl
SD-Sr	Kieselschiefer rot	Pulver	NaOH/13,5	NaOH+Ca(OH) ₂ /13,5	(NaOH+Ca(OH) ₂ , 13,5) + 3 %NaCl

Die Ergebnisse der chemischen Analyse der Lösungen sind nachfolgend aufgeführt.

Lösung von Silizium

Anhand von Diagramm 7-9 ist ersichtlich, dass sich auch in dieser Versuchsreihe mehr Silizium aus dem Pulver löst als aus einem Gesteinsstück aufgrund der vergrößerten Oberfläche. Weiterhin nimmt der Lösungseffekt der verwendeten Lösungen in den hier durchgeführten Versuchen von links nach rechts ab:



Der Gehalt von gelöstem Silizium in der Lösung nimmt bei den hier geprüften Materialien von links nach rechts ab:

MD-Ss → SD-K → SD-Sr → SD-Ss → MD-K.

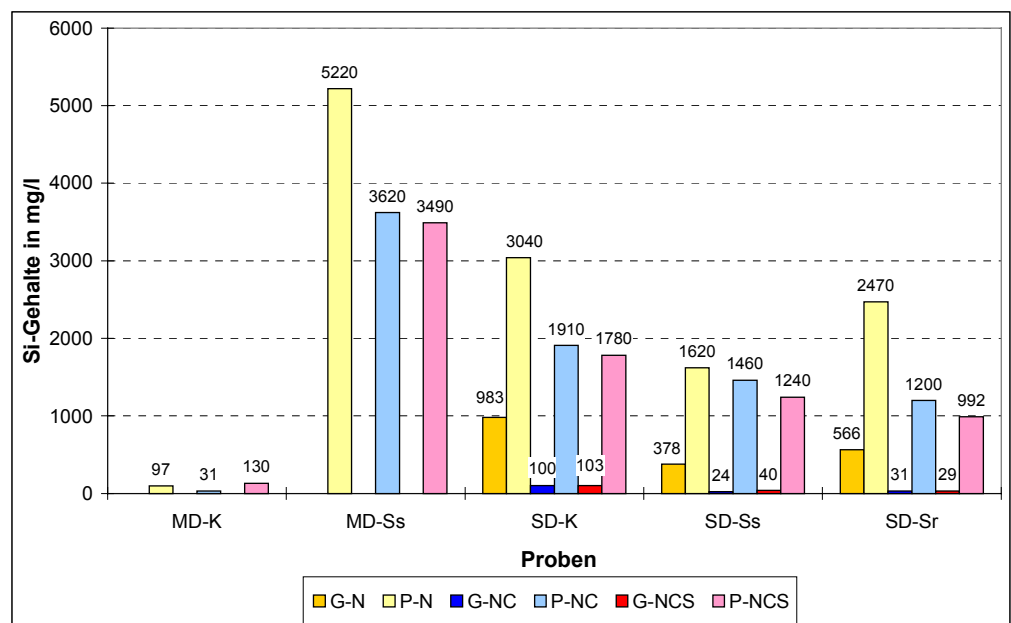


Diagramm 7-9: Lösung von Silizium, G: Gesteinsstück, P: Pulver, N: NaOH-Lösung, C: $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -Lösung, S: NaCl-Lösung

Tabelle 7-18 stellt dar, wie viel vom ursprünglich im Gestein enthaltenen Si in Lösung gegangen ist. Demnach wies MD-Ss im Gestein maximale Si-Gehalte > 45 % auf, von denen dann auch am meisten, d.h. ca. 9 - 14 % bei den Pulvern in Lösung ging. Ähnliche Anteile (8 - 15 %) gingen bei SD-K in Lösung, wobei das Gestein nur 24,7 % Si - jedoch reaktiveres - enthält. Von MD-K ging am wenigsten Si – d.h. 4,5 % der ursprünglich vorhandenen 2,5 % - in Lösung.

Tabelle 7-18: Gegenüberstellung des ursprünglich im Gestein enthaltenen Si zu davon gelöstem Si, rot: höchste Werte, grün: niedrigste Werte, G: Gesteinsstück, P: Pulver, N: NaOH, C: $\text{Ca}(\text{OH})_2$, S: NaCl

Probe	Si im Gestein in % (ursprünglich)	Si in Lösung in % (bezogen auf ursprüngliche Si-Gehalte)				
		P-N	G-NC	P-NC	G-NCS	P-NCS
MD-K	2,5	4,6		1,5		6,2
MD-Ss	45,1	13,9		9,6		9,3
SD-K	24,7	14,8	0,5	9,3	0,5	8,6
SD-Ss	41,4	4,7	0,1	4,2	0,1	3,6
SD-Sr	43,3	6,9	0,1	3,3	0,1	2,8

Lösung von Calcium

In Diagramm 7-10 und Tabelle 7-19 ist ersichtlich, dass sich in dieser Versuchsreihe sehr geringe Mengen an Calcium ($< 10 \text{ mg/l}$ bzw. $< 0,1 \%$) aus den Proben - auch aus den Kieselkalken - gelöst haben.

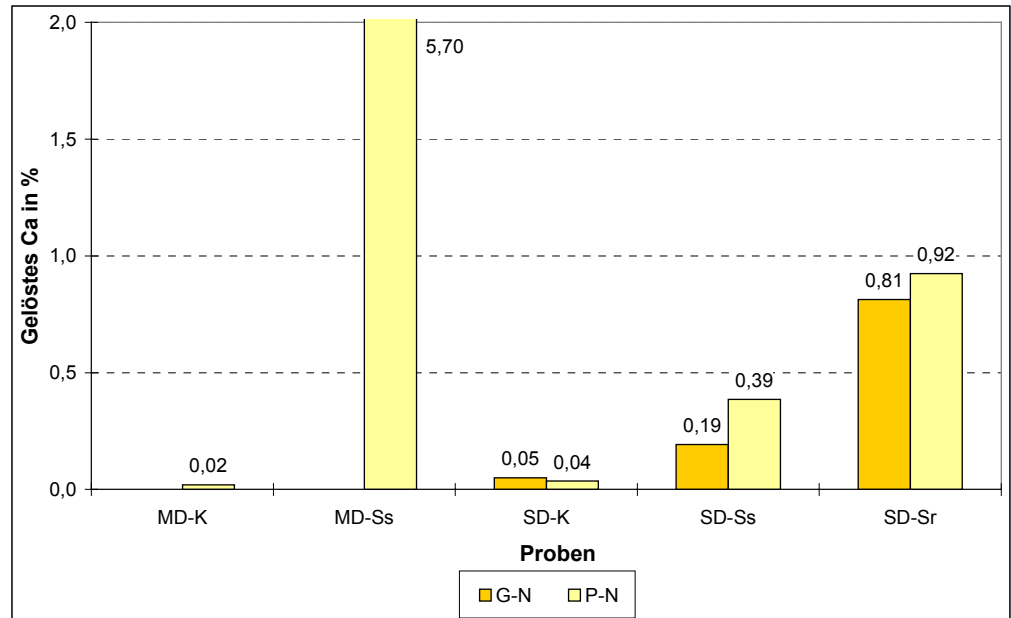


Diagramm 7-10: Lösung von Calcium, G: Gesteinsstück, P: Pulver, N: NaOH-Lösung

Am besten löslich war – wie Tabelle 7-19 zu entnehmen – das Ca aus dem Gestein MD-Ss, jedoch wies dieses Material ursprünglich nur 0,1 % Calcium auf.

Tabelle 7-19: Gegenüberstellung des ursprünglich im Gestein enthaltenen Ca zu davon gelöstem Ca, rot: höchste Werte, grün: geringste Werte, G: Gesteinsstück, P: Pulver, N: NaOH

Probe	Ca im Gestein in % (ursprünglich)	Ca in Lösung in % (bezogen auf ursprüngliche Ca-Gehalte)	
		G-N	P-N
MD-K	36,5		0,02
MD-Ss	0,1		5,70
SD-K	16,7	0,05	0,04
SD-Ss	1,4	0,19	0,39
SD-Sr	0,4	0,81	0,92

7.2.4 Porenlösungsuntersuchungen zum Einfluss von Taumitteln auf eine AKR

Zur Untersuchung des Einflusses von Taumitteln auf eine AKR und somit auf die Zusammensetzung von Porenlösung im Zementstein wurden Proben aus Zementleim-Gesteinsmehl-Mischungen hergestellt. Der w/z-Wert betrug 0,5. Zum Einsatz kam ein alkalireicher Zement CEM I 32,5 R mit einem Natrium-Äquivalent von 1,5 %. Als Gesteinsmehle wurden der Dolomit Dol5, Opalsandstein+Flint OF, schwarzer Kieselschiefer MD-Ss sowie Kieselkalk (SD-K) - jeweils zu 25 Vol.-% des Zementgehaltes - eingesetzt. Die Vergleichsproben (Nullmischung) enthielten kein Gesteinsmehl. Um den Einfluss von Taumitteln auf eine AKR und somit auf die Änderung der Porenlösungszusammensetzung

untersuchen zu können, erfolgte bei einem Teil der Proben von jeder Mischung eine 50 %ige Substitution des Anmachwassers durch 3 %ige NaCl-Lösung (Tabelle 7-20).

Tabelle 7-20: Zement-Gesteismehl-Mischungen mit und ohne Taumittel, Anteile

Mischung	Bezeichnung	Zement	„Anmachwasser“		Gesteismehl
			Wasser	NaCl-Lösung	
Nullmischung	Mix1	1	0,5	-	-
	Mix2	1	0,25	0,25	-
Dolomit Dol5	Mix3	1	0,5	-	0,25
	Mix4	1	0,25	0,25	0,25
Opalsandstein/Flint	Mix5	1	0,5	-	0,25
	Mix6	1	0,25	0,25	0,25
MD-Ss	Mix7	1	0,5	-	0,25
	Mix8	1	0,25	0,25	0,25
SD-K	Mix9	1	0,5	-	0,25
	Mix10	1	0,25	0,25	0,25

Die Probenbehälter mit dem Zementleim-Gesteismehl-Gemisch wurden dicht verschlossen, mit Parafilm abgedichtet und bis zum jeweiligen Auspresstermin bei 40°C gelagert.

Nach 14 Tagen erfolgte an jeder Mischung das Auspressen der Porenlösung bei 320 MPa sowie eine direkt anschließende chemische Analyse /57/. Jeweils weitere Proben dienten der Analyse nach 28 Tagen.

pH-Werte der ausgepressten Porenlösung

Wie im Diagramm 7-11 ersichtlich, nehmen zum einen die pH-Werte der ausgepressten Porenlösungen vom 14. zum 28. Tag zu. Des Weiteren weisen die Lösungen der Mischungen mit Taumittel geringere pH-Werte auf, als die Lösungen der Mischungen ohne NaCl-Lösung. Der pH-Wert der Nullmischung ist sowohl nach 14 als auch nach 28 Tagen am höchsten. Die anderen Mischungen zeigen abfallende pH-Werte von links nach rechts:

28 Tage / ohne NaCl-Lösung: NM → Dol5 → MD-Ss → OF → SD-K

28 Tage / mit NaCl-Lösung: NM → MD-Ss → Dol5 → OF → SD-K

Bei den Mischungen mit den Gesteismehlen Opalsandstein/Flint OF bzw. Kieselkalk SD-K ist der pH-Wert der Porenlösung am Niedrigsten. Wahrscheinlich erfolgte hier ein Verbrauch von Alkalien zur Bildung von Alkalisilicaten.

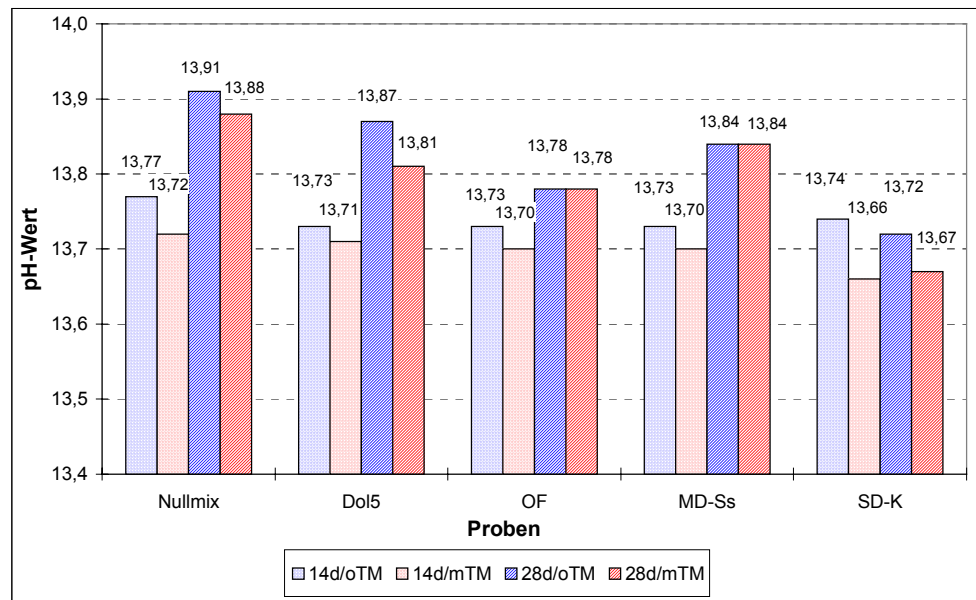


Diagramm 7-11: pH-Wert-Entwicklung von 14 bis 28 Tage, mit (m) und ohne (o) Taumittel (TM)

Gehalt von Si in der ausgepressten Porenlösung

Nach 14 Tagen zeigen die ausgepressten Porenlösungen der Mischungen mit Taumittel im Vergleich zu denen ohne Taumittel tendenziell geringere Si-Gehalte. Ausnahme stellen die Proben hergestellt mit Opalsandstein/Flint OF bzw. Kieselkalk SD-K dar; hier nahm der Si-Gehalt in der Porenlösung zu. Dies spricht für den Ablauf einer AKR, wobei Alkalien mit den Silicaten reagieren (niedrigste pH-Werte) und infolge des Umbaus in der Silicatstruktur Si frei wird.

Nach 28 Tagen wurde in den ausgepressten Porenlösungen der Proben mit Taumittel mehr Si nachgewiesen als in den Lösungen der Proben ohne Taumittel. Ausnahme ist die Mischung mit Dolomit Dol5 (ursprünglicher Si-Gehalt im Gestein: 0,7 %). Hier nahm der Si-Gehalt bei Taumittelzusatz ab. Die höchsten Gehalte an Si waren chemisch in der ausgepressten Porenlösung der Mischung mit Kieselschiefer MD-Ss (höchster ursprünglicher Si-Gehalt von 45,1 % im Gestein) nachzuweisen.

Der Si-Gehalt in der ausgepressten Porenlösung nimmt vom 14. bis zum 28 Tag tendenziell ab, sowohl bei den Mischungen mit als auch ohne Taumittel (Diagramm 7-12).

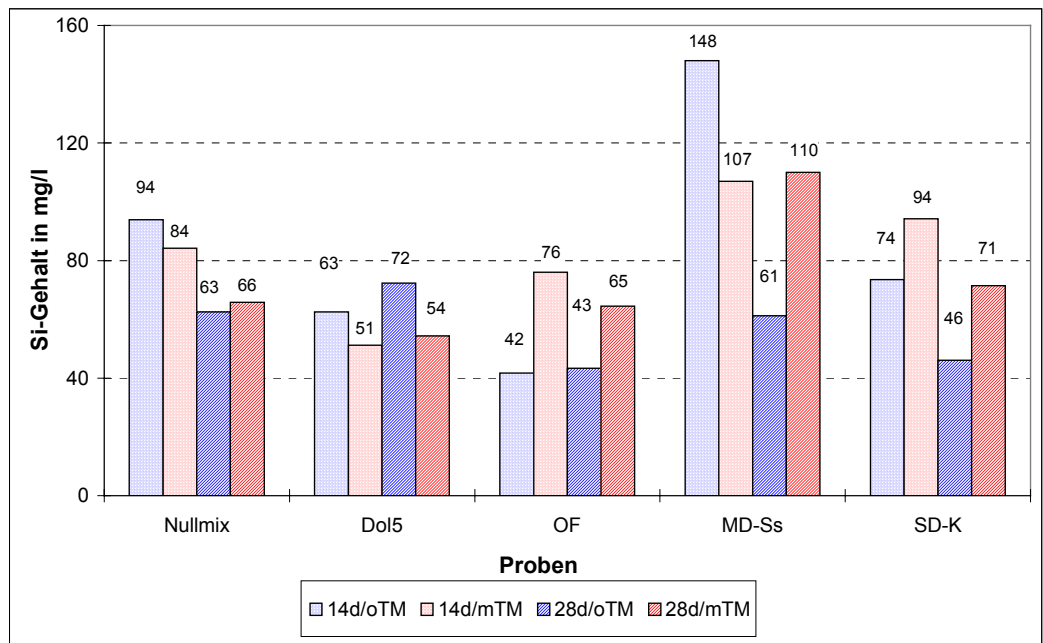


Diagramm 7-12: Si-Gehalt in ausgepresster Porenlösung, mit (m)/ohne (o) Taumittel (TM)

Ca-Gehalt in der ausgepressten Porenlösung

Der Ca-Gehalt in der ausgepressten Porenlösung ist nach 14 Tagen höher als nach 28 Tagen (Ausnahme: Nullmischung ohne Taumittel; Diagramm 7-13). Tendenziell ist der Ca-Gehalt ebenfalls in den Porenlösungen der Proben mit Taumittel höher als in den taumittelfreien Proben. In der Porenlösung der Mischung mit Dolomitmehl Dol5 konnte von allen Proben hergestellt mit Gesteinsmehl das meiste gelöste Ca festgestellt werden (Gesteinsmehl mit höchstem Calciumgehalt von 22,1 %). Bei den übrigen Proben sind keine eindeutigen Tendenzen erkennbar, trotz der Unterschiede im Calciumgehalt der Gesteinsmehle von 0,1 – 16,7 %.

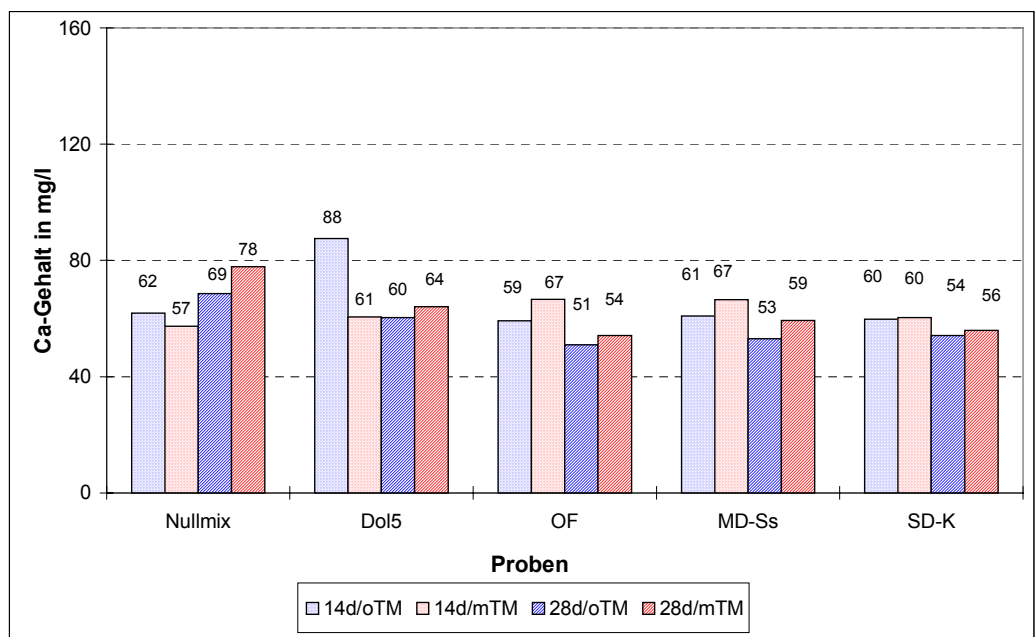


Diagramm 7-13: Ca-Gehalt in ausgepresster Porenlösung, mit (m)/ohne (o) Taumittel (TM)

Alkali-Gehalt in der ausgepressten Porenlösung

Sowohl der Natrium- (Diagramm 7-14) als auch der Kalium-Gehalt lag in den Porenlösungen der Mischungen mit Taumittel höher als in den Mischungen ohne NaCl-Lösung. Nach 28 Tagen war jedoch der nachgewiesene Alkali-Gehalt in der ausgepressten Porenlösung der Proben hergestellt mit Gesteinsmehl geringer als nach 14 Tagen (mit und ohne Taumittel). Dies deutet auf einen Verbrauch der Alkalien hin im Gegensatz zur gesteinsmehlfreien Nullmischung.

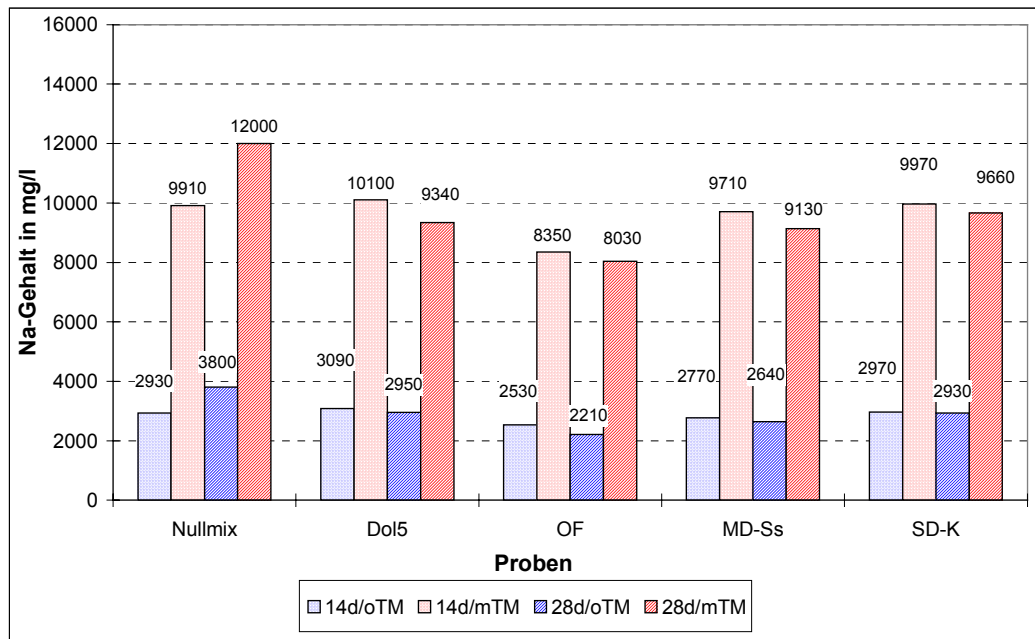


Diagramm 7-14: Na-Gehalt in ausgepresster Porenlösung; mit (m)/ohne (o) Taumittel (TM)

Wertung

Von besonderem Interesse war die Untersuchung des Einflusses von NaCl-Lösung auf die möglichen Reaktionen und somit auf die Veränderung der Porenlösung des Feinmörtels. Der Taumittelzusatz führte zu einer Reduzierung des pH-Wertes, zur Zunahme des Gehaltes an gelöstem Si, Ca, Na und K in der ausgepressten Porenlösung. Die Frage ist nun, ob diese Werte durch Reaktionen der Porenlösung mit dem Gesteinsmehl hervorgerufen wurden, da in Anwesenheit von hydratisierendem Zement die Bedingungen günstiger waren, als bei Versuchen in reiner Hydroxidlösung. Oder die Frage ist, ob die Anwesenheit von NaCl die Zementhydratation beeinflusste und daraus eine anders zusammengesetzte Porenlösung resultierte.

7.3 Untersuchungen zum Einfluss von Taumitteln auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Beton

Die oben in Tabelle 7-10 beschriebenen Zuschlagmaterialien kamen bei der Herstellung von Beton zur Anwendung. Die Betonproben wurden mit verschiedenen Taumittellösungen überschichtet sowie zum einen einer Nebelkammerlagerung (NK) nach Alkali-Richtlinie und zum anderen einer Wechsellagerung (WL) unterzogen. Zur Erfassung der Schädigung dienten die Änderungen der Druckfestigkeiten, die Masseänderungen, die Längenänderungen, die Änderungen der inneren Schädigungskennwerte wie die Ultraschallgeschwindigkeiten und die optischen Änderungen.

7.3.1 Betonmischungen, Frischbetoneigenschaften

Die Betonmischungen (Tabelle 7-21) wurden in Anlehnung an die Alkali-Richtlinie /202/ mit einem w/z-Wert von 0,45 und einem Zementgehalt von 400 kg/m³ (CEM I 32,5 R, Natrium-Äquivalent 0,9 - 1,0 %) hergestellt. In der Fraktion 0/2 kam Rheinsand zum Einsatz und den Fraktionen 2/8 und 8/16 fanden die zu untersuchenden, z.T. AKR-kritischen Materialien Anwendung. Da in den Untersuchungen Frost-Tau-Wechsel unter Taumittel-Einfluss stattfinden, musste eine primäre Schädigung infolge Frost-Tausalz-Angriff unterbunden werden. Deshalb wurde entgegen der Alkali-Richtlinie ein Luftporenbildner eingesetzt mit dem Ziel, mindestens einen Frischbeton-Luftgehalt von 4,5 % einzustellen. Dieser Luftgehalt entspricht den Anforderungen an einen Straßenbeton, für den der Einsatz des Gesteinsmaterials bei entsprechenden Dauerhaftigkeitseigenschaften im Praxisfall angedacht werden könnte.

Tabelle 7-21: Mischungszusammensetzungen der Betone

CEM I 32,5 R				Beton	IN	MD	SD	EIII
				Zement in kg/m ³	400	400	400	400
				Wasser in kg/m ³	180	180	180	180
				w/z	0,45	0,45	0,45	0,45
				LP in %	4,5	4,5	4,5	4,5
Material	Fraktion	Anteil in %	Dichten in g/cm ³					
				Zuschlag in kg/m ³				
Zement			3,116					
Zuschlag					1772	1639	1653	1654
Rheinsand	(0/2)	30	2,60		532	492	496	496
IN	(2/8)	40	2,80		709			
IN	(8/16)	30	2,80		532			
MD	(2/8)	40	2,48			656		
MD	(8/16)	30	2,54			492		
SD	(2/8)	40	2,52				661	
SD	(8/16)	30	2,56				496	
EIII	(2/8)	40	2,54					662
EIII	(8/16)	30	2,54					496

Die Frischbetoneigenschaften wie Luftgehalt, Verdichtungszahl und Frischbetonrohddichte der Mischungen sind in Tabelle 7-22 angegeben. Ersichtlich ist, dass die Mischungen die Anforderungen an den Luftgehalt von 4,5 % erfüllen und alle Werte in einer Größenordnung liegen. Die Mischungen MD, SD und EIII weisen geringere Verdichtungszahlen aus, da hier Kies als Zuschlag verwendet wurde.

Tabelle 7-22: Frischbetoneigenschaften

Mischung	Lagerung	Rohdichte in g/cm ³	Vz	Ld in Vol.-%
IN	WL	2,34	1,17	5,5
	NK	2,35	1,21	5,6
MD	WL	2,26	1,08	5,5
	NK	2,25	1,08	5,7
SD	WL	2,27	1,08	5,1
	NK	2,26	1,07	5,5
EIII	WL	2,26	1,08	5,5
	NK	2,26	1,07	5,8

7.3.2 Probekörper, Festbetoneigenschaften

Die je Mischung und Lagerungsart hergestellten Probekörper und deren Verwendung ist in Tabelle 7-23 aufgeführt.

Tabelle 7-23: Probekörper und deren Verwendung

Proben- form	Probenabmessung a, b, c in mm	Anzahl	Lagerung	Prüfung
Würfel	100 x 100 x 100	6	3 x Klimaraum	$f_{ck,cube}$; 90 d
			3 x WL bzw. NK	$f_{ck,cube}$; 90 d
Würfel	150 x 150 x 150	6	3 x Klimaraum	$f_{ck,cube}$; 28 d
			3 x WL bzw. NK (+ Taumittel)	Chlorideindringtiefe
Balken	80 x 80 x 250	9	je 3 Balken mit Wasser, mit 3 %iger NaCl-Lösung bzw. mit 25 %iger Natriumacetat-Lösung überschichtet	Masseänderung, Längen- änderung, innere Schädigung, optische Änderung

Die Festbetoneigenschaften der Betone sind in Tabelle 7-24 aufgeführt. Auch hierbei wird ersichtlich, dass die Festbetonkennwerte trotz unterschiedlicher Herstellungstermine in einem engen Bereich liegen. Alle Betone erfüllen mindestens die Anforderungen der Betonklasse C25/30.

Tabelle 7-24: Festbetonkennwerte

Mischung	Mischung für Lagerung	Rohdichte in g/cm ³	Trocken- rohichte in g/cm ³	$f_{ck,cube}$ 28 d Klimaraum in N/mm ²	Rohdichte 90d, in g/cm ³	Trocken- rohichte 90 d in g/cm ³	$f_{ck,cube}$ 90 d Klimaraum in N/mm ²
IN	WL	2,37	2,27	45	2,36	2,27	58
	NK	2,38		52	2,36	2,26	58
MD	WL	2,30	2,20	42	2,23	2,15	53
	NK	2,29		42	2,24	2,15	46
SD	WL	2,29	2,18	45	2,26	2,18	54
	NK	2,26		42	2,26	2,18	50
EIII	WL	2,28	2,17	38	2,27	2,18	49
	NK	2,30		42	2,25	2,17	45

7.3.3 Lagerungsarten

Um einen Vergleich der Wirkung von verschiedenen Lagerungsarten auf eine AKR vornehmen zu können, lagerte jeweils eine Serie in der Nebelkammer (NK) bei 40°C und 100 % r.F. Eine weitere Serie wurde einer Wechsellagerung (WL) unterzogen. Die Details zum Lagerungsregime sind in Tabelle 7-25 ersichtlich.

Tabelle 7-25: Wechsellagerung, Temperatur- und Feuchtewechsel

Dauer		Temperatur	Feuchtebedingungen	Messtermine
7 Tage		10°C	Trocknung ($\Delta T = 10$ K) ca. 6 % rel. LF = 0,459 g/kg abs. LF	Beginn WL (vor Trocknung)
5 Tage		60°C	Trocknung ($\Delta T = 50$ K) ca. 6 % rel. LF = 7,525 g/kg abs. LF	-
2 Tage		20°C	Trocknung ($\Delta T = 40$ K) ca. 6 % rel. LF = 0,874 g/kg abs. LF	nach Trocknung (20°C)
26 Tage		40°C	Nebel ($\Delta T = 20$ K) >100 % rel. LF = > 49,556 g/kg abs. LF	nach Nebel (20°C)
2 Tage (4 Frost- zyklen, 1 Zyklus = 12 h)	1 h	20°C	Befeuchtung *	
	4 h	+20°C → -25°C	leichte Austrocknung ($\Delta T = 45$ K)	
	3 h	-25°C	leichte Austrocknung	
	4h	-20°C → +20°C	Befeuchtung * ($\Delta T = 45$ K)	

* zusätzlich Dampf zuführen bei Temperaturen > 0°C

7.3.4 Übersichtungen mit Taumittellösungen

Taumittel

Die Proben wurden mit verschiedenen Taumitteln beaufschlagt, zum einen mit 3 %iger NaCl-Lösung und zum anderen mit einer 25 % Na-Acetat-Lösung. Für die Vergleichsproben kam deionisiertes Wasser zur Anwendung.

Realisierung der Proben-Überschichtung

Um die Proben mit Taumittel überschichten zu können, wurden die Balken- bzw. Würfelproben mit Zellgummi mit ca. 1 cm Überstand umklebt in Anlehnung an den schwedischen Slab-Test zur Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Beton. Mittels Gummi-Klebstoff und Silicon erfolgte die Abdichtung zwischen Beton und Gummi. Um ein Verdunsten der überstehenden Lösung zu vermeiden, wurden zum Schutz Plastiktüten über den Zellgummi und die darunter befindliche Lösung gestülpt und mit einem Gummiband befestigt (Abbildung 7-8).



Abbildung 7-8: Probe mit Zellgummi-Umrandung (links) sowie Probe mit Zellgummi-Umrandung und Folienschutz (rechts)

Überschichtungsmengen

In Anlehnung an den Slab-Test wurde eine Überschichtung von 3 mm vorgenommen. Dies entspricht einer Menge von 60 ml bei den Balkenproben und 67,5 ml bei den 15er Würfelpuben. Zu welchen Zeiten die Überschichtungen erfolgten, ist nachfolgend im Versuchsablauf ersichtlich.

7.3.5 Versuchsablauf

Der Versuchsablauf für die Wechsel- und Nebelkammerlagerung ist in Tabelle 7-26 aufgeführt.

Tabelle 7-26: Lagerungs- und Messprogramm, Messtermine fett markiert

IN-WL, MD-WL	SD-WL, EIII-WL	Wechselagerung WL	alle Proben	Nebelkammerlagerung NK
Tag nach Herstellung	Tag nach Herstellung		Tag nach der Herstellung	
0	0	Herstellung	0	Herstellung
1	1	Entschalung	1	Entschalung
1	1	Lagerung in Tüte (WL-Proben)	1	Lagerung in Tüte (NK-Proben)
1	1	Lagerung in Wasser ($f_{ck,cube}$ -Proben)	1	Lagerung in Wasser ($f_{ck,cube}$ -Proben)
5	5	Kleben Zellgummirand	5	Kleben Zellgummirand
6	6	Nullmessung, Aufgießen von TM	6	Nullmessung, Aufgießen von TM
7	7	Ende Wasserlagerung ($f_{ck,cube}$ -Pk)	7	Ende Wasserlagerung ($f_{ck,cube}$ -Pk)
7	7	Ende Tütenlagerung (WL-Pk)	7	Ende Tütenlagerung (NK-Pk)
7	7	Start 10°C Trocknung	7	Start NK
			8	1-d-Messung NK
14	14	Start 60°C Trocknung		
19	19	Start 20°C Trocknung		
21	21	nach 1. Trocknung-Messung, Start 40°C Nebel	21	14-d-Messung NK
28	28	$f_{ck,cube}$, Trockenroh, 3 Pk aus 20/65	28	$f_{ck,cube}$, Trockenroh, 3 Pk aus 20/65
47	54	nach 1. Nebel-Messung, Frostbeginn	47	40-d-Messung NK
49	56	2. Start 10°C Trocknung		
56	63	Start 60°C Trocknung		
61	68	Start 20°C Trocknung		
63	70	nach 2. Trocknung-Messung, Start 40°C Nebel	63	56-d-Messung NK
			89	82-d-Messung NK
90	90	$f_{ck,cube}$ 90d, 3 Pk aus 20/65, 3 Pk WL	90	$f_{ck,cube}$ 90d, 3 Pk aus 20/65, 3 Pk NK
96	96	nach 2. Nebel-Messung, Frostbeginn		
98	98	3. Start 10°C Trocknung		
105	105	Start 60°C Trocknung		
110	110	Start 20°C Trocknung		
112	112	nach 3. Trocknung-Messung, Start 40°C Nebel	112	105-d-Messung NK
138	138	nach 3. Nebel-Messung, Frostbeginn	138	133-d-Messung NK
141	141	Endmessung feucht	141	Endmessung feucht
144	141	Start Klimalagerung 20/65	141	Start Klimalagerung 20/65
168	168	Endmessung trocken, Ende	168	Endmessung trocken, Ende

Die Messtermine sind abhängig vom Lagerungsregime. Aus technischen Gründen musste die Nebellagerung während des 2. Wechsels bei den Proben IN und MD um 7 Tage verlängert werden. Zu diesem Zeitpunkt befanden sich die Proben SD und EIII im 1. Wechsel. Der Versuchsablauf für die Nebelkammerlagerung ist ebenfalls in Tabelle 7-26 aufgeführt. Die Messtermine wurden denen der Wechsellagerung angeglichen, um bessere Vergleiche zu ermöglichen sowie die Gesamtversuchsdauer identisch zu halten.

Die Nullmessung sowie die erste Übersichtung erfolgte 1 Tag vor Beginn der Wechsellagerung, um schon vor der ersten Trocknung eine Taumittel- bzw. Alkalibeaufschlagung zu erzielen. Gleichermaßen wurden auch die Nebelkammerproben einen Tag vor Lagerungsbeginn gemessen und beaufschlagt. Zu jedem Messtermin wurden die Übersichtungen erneuert. Das bedeutet, dass weitere Übersichtungen in der Wechsellagerung jeweils nach der Trocknung, d.h. vor der Nebellagerung, und nach der Nebellagerung, d.h. vor der Befrostung, erfolgten. Den Messterminen der Wechsellagerung adäquat (Anzahl der Tage x nach der Herstellung) wurden ebenfalls die Nebelkammerproben gemessen und überschichtet.

7.3.6 Änderung der Festbetonkennwerte

Nach Beendigung der Testreihen am 168. Tag nach der Herstellung wurden nochmals die Rohdichten, Trockenrohndichten und Druckfestigkeiten an Würfeln (100 mm bzw. 150 mm Kantenlänge) ermittelt, die sich entweder bei 20°C/65 % r.F. im Klimaraum (jeweils 2 Probekörper) bzw. in der Nebelkammer- oder Wechsellagerung (jeweils 3 bis 4 Probekörper) befanden. Keine der Proben war mit Prüflösung beaufschlagt. Die Ergebnisse sind Tabelle 7-27 zu entnehmen. Die Rohdichten, Trockenrohndichten und Festigkeiten während der Lagerung im Klimaraum bei 20°C und 65 % r.F. haben sich im Vergleich zu den 90-Tage Werten nicht wesentlich verändert.

Die Roh- und Trockenrohndichten des IN-Betons nach der Nebelkammer- bzw. Wechsellagerung sind höher im Vergleich zu denen nach der Lagerung im Klimaraum. Die Betonproben MD, SD und EIII zeigen nach der Nebelkammer- bzw. Wechsellagerung tendenziell niedrigere Dichtewerte als nach einer Lagerung im Klimaraum.

Bis auf die EIII-Proben aus der Wechsellagerung ($\Delta f_{\text{ck,cube}} = -1 \text{ N/mm}^2$ bzw. -3 %) wiesen alle Betone nach der Nebelkammer- bzw. Wechsellagerung höhere Druckfestigkeiten auf, als gleichaltrige Proben aus der Klimaraumlagerung (20°C/65 % r.F.). Während hingegen die Nebelkammerproben mit $\Delta f_{\text{ck,cube}} = +5$ bis $+10 \text{ N/mm}^2$ bzw. +10 bis +21 % stärkere Festigkeitszunahmen aufwiesen, lagen allerdings die $\Delta f_{\text{ck,cube}}$ -Werte der wechselgelagerten Proben nur bei +1 bis $+2 \text{ N/mm}^2$ bzw. +1 bis +4 %.

Aus diesen Festbetonkennwerten ist zu schließen, dass eine mögliche Festigkeitszunahme infolge der wie eine zusätzliche Nachbehandlung wirkenden Nebellagerung bei den wechselgelagerten Betonen durch andere Einflüsse wie Frost-Tau-Wechsel oder Trocknung unterbunden wurde. Ebenfalls könnte es zu einer Überlagerung der Festigkeitszunahmen durch eintretende innere Schädigungen gekommen sein. Auf eine mögliche innere Schädigung deutet der Festigkeitsabfall der EIII-Proben in der Wechsellagerung.

Tabelle 7-27: Festbetonkennwerte nach Testende, verschieden Lagerungsarten, keine Beaufschlagung

Mischung	Mischung für Lagerung	ρ nach Klimaraum in g/cm ³	ρ_R nach Klimaraum in g/cm ³	ρ nach Prüfreime in g/cm ³	ρ_R nach Prüfreime in g/cm ³	$f_{ck,cube}^{168 d}$ in N/mm ²	$f_{ck,cube}^{168 d}$ nach Regime in N/mm ²
IN	WL	2,34	2,26	2,35	2,27	55	57
	NK	2,36	2,23	2,38	2,26	55	66
MD	WL	2,27	2,19	2,25	2,18	52	54
	NK	2,27	2,20	2,27	2,18	51	56
SD	WL	2,28	2,20	2,27	2,19	53	54
	NK	2,27	2,17	2,28	2,19	49	55
EIII	WL	2,27	2,18	2,26	2,19	49	48
	NK	2,32	2,23	2,29	2,20	50	55

7.3.7 Vergleich der Chlorideindringmengen und -tiefen bei Nebelkammer- und Wechsellagerung

Nach Beendigung der Versuche bei Nebelkammer- und Wechsellagerung wurden die Chloridgehalte in den oberen Betonschichten anhand von Bohrmehluntersuchungen ermittelt (Diagramm 7-15). Die Chloridgehalte der in der Nebelkammer gelagerten Betonproben waren geringer als die Chloridgehalte der wechselgelagerten Proben. Die Chloridgehalte der Wechsellagerungsproben waren um folgende Faktoren höher:

IN	-	2
MD	-	3
SD	-	2
EIII	-	4

Zwar ist zu beachten, dass die wechselgelagerten Proben an der Oberfläche durch Abwitterung geschädigt waren, aber tendenziell kann gesagt werden, dass die verstärkte Chloridaufnahme im EIII-Beton auf eine stärkere innere Schädigung schließen lässt.

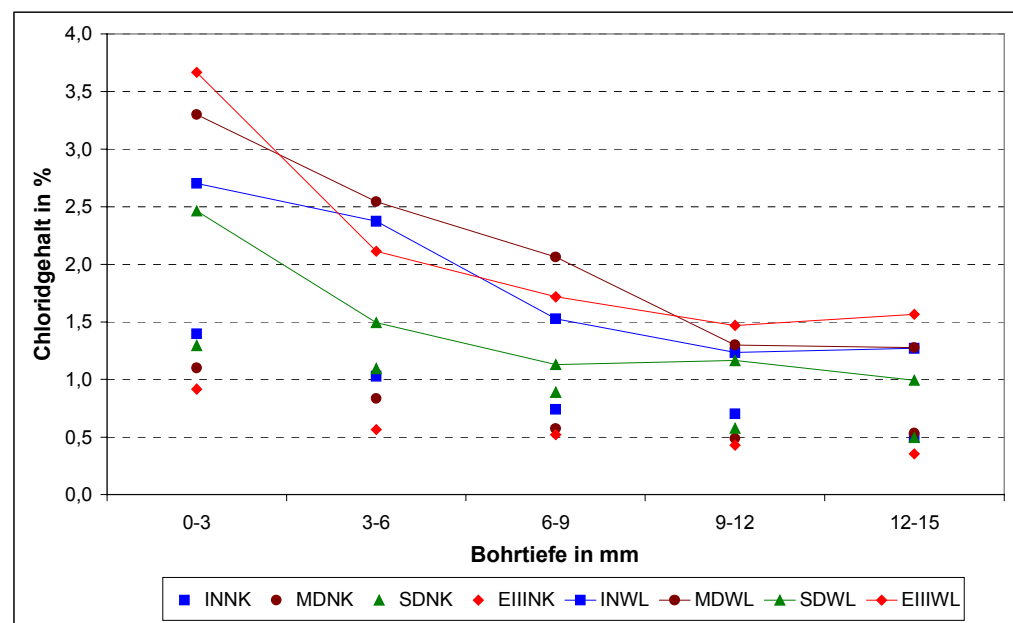
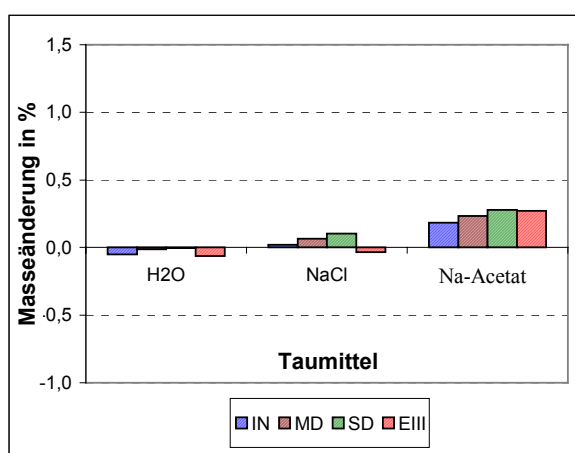


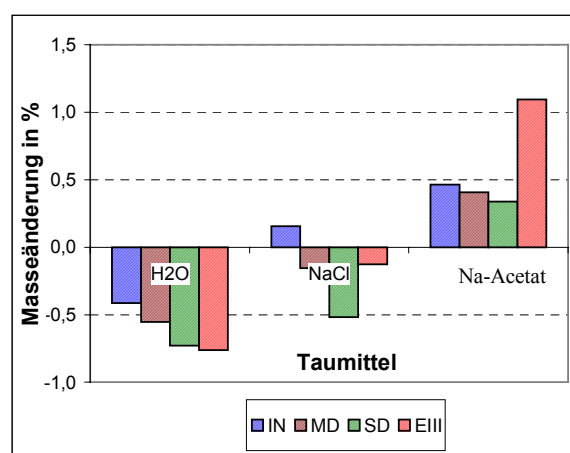
Diagramm 7-15: Chloridgehalte nach Nebelkammer- und Wechsellagerung in Abhängigkeit der Betontiefe; IN, MD, SD, EIII: Betonmischungen; NK, WL: Lagerungsarten

7.3.8 Masseänderung im Versuchszeitraum

Wie im Diagramm 7-16a ersichtlich, kommt es bei den Proben mit Nebelkammerlagerung nur zu geringfügigen Masseänderungen. Dabei treten bei den Proben mit Taumittelbeaufschlagung Massezunahmen auf, die auf kristallisierte Tausalze im Betoninneren zurückzuführen sind. Diese Massezunahmen überlagern zudem Masseverluste infolge von Popouts, die infolge AKR auftreten können. Die stärkeren Masseänderungen der Proben aus der Wechsellagerung Diagramm 7-16b sind zum einen auf Oberflächenabwitterungen zurückzuführen. Zum anderen kann durch die starke klimatische Beanspruchung infolge Trocknungen und Frostangriff die Matrix stärker geschwächt sein, so dass eine stärkere Austrocknung nach 28 Tagen bei 20°C/65 % r.F. erfolgte. Auch bei den wechselgelagerten Proben mit Taumittel wurde der Masseverlust infolge Abwitterung durch die kristallisierten Taumittel in der Betonmatrix überlagert.



a) Nebelkammerlagerung



b) Wechsellagerung

Diagramm 7-16: Masseänderung der Proben nach Beendigung des Prüfrezimes (NK und WL) sowie 28 Tagen im Klimaraum bei 20°C und 65 % r.F. (162 Tage Messzeitraum, 168 Tage nach Herstellung)

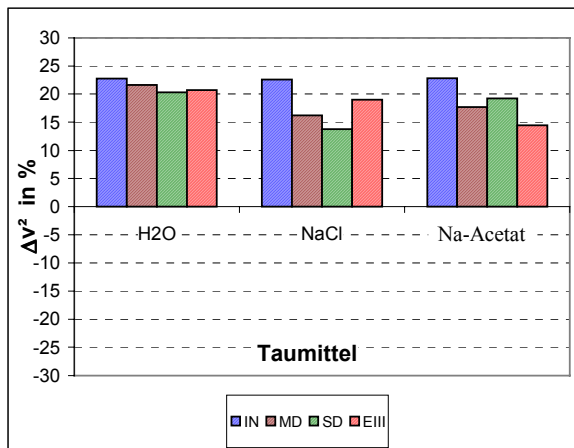
Durch die Überlagerung von Abwitterung und Taumittelaufnahme kann aus den Masseänderungen nicht auf erfolgte Schädigungen geschlossen werden.

7.3.9 Innere Schädigungen im Versuchszeitraum

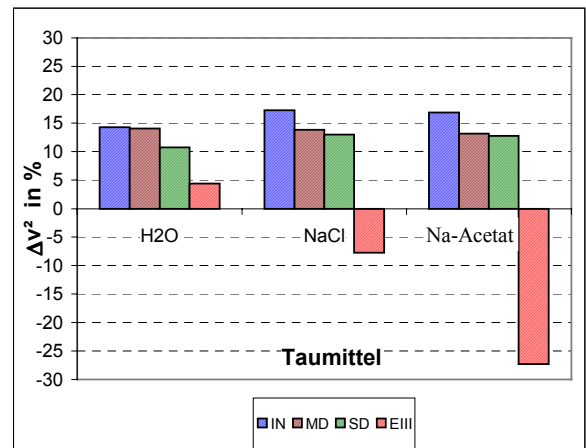
Die Ergebnisse der Ultraschallmessungen zur Erfassung der inneren Schädigung sind in Diagramm 7-17a und b anhand der Änderungen der Ultraschallgeschwindigkeiten dargestellt. Die Änderung des dynamischen E-Moduls kann für diese Proben nicht angegeben werden, da die Erfassung der für die Berechnung des dynamischen E-Moduls notwendigen Querdehnzahl im Bereich der Durchschallungsachsen messtechnisch nicht möglich ist. Der Zusammenhang zwischen Änderung der Ultraschallgeschwindigkeit und Änderung des dynamischen E-Moduls wird dennoch hergestellt durch Δv^2 im Bereich der Durchschallungsachse.

Bis auf den mit Taumittel (NaCl- bzw. Natriumacetat-Lösung) beaufschlagten EIII-Beton in der Wechsellagerung ist bei keinem der geprüften Betone ein Abfall in der Ultraschallgeschwindigkeit zu verzeichnen. Dies ist auf die zunehmende Aufnahme von Wasser bzw. Taumittellösung zurückzuführen und auf die Verbesserung der Betonqualität mit fortschreitender Hydratation. Zudem wirkt die Nebellagerung wie eine sehr gute

Nachbehandlung. Allerdings ist die Zunahme der Ultraschallgeschwindigkeit dieser Betone nach einer Wechsellagerung geringer als nach der Nebelkammerlagerung. Sicherlich kam es hier zur Überlagerung von qualitätsverbessernden Einflüssen und beginnender leichter Schädigung infolge starker klimatischer Belastungen. Beim EIII-Beton erfolgte jedoch eine deutliche Betonschädigung, die zum Abfall der Ultraschallgeschwindigkeit führte. Dabei beträgt der Abfall der Ultraschallgeschwindigkeit Δv^2 der EIII-Proben mit NaCl-Beaufschlagung ca. 8 % und mit Natriumacetat-Beaufschlagung ca. 27 %, wobei lediglich Letzterer auf ein Versagen des Betons deutet.



a) Nebelkammerlagerung



b) Wechsellagerung

Diagramm 7-17: Änderung der Ultraschallgeschwindigkeit Δv^2 während des Untersuchungszeitraumes von 135 Tagen (feuchte Proben)

Anhand des Verlaufes der Ultraschallgeschwindigkeiten des EIII-Betons während der Wechsellagerung (Diagramm 7-18) ist ersichtlich, dass unter allen Beaufschlagungsarten ein Abfall von Δv^2 ab Ende des 2. Wechsellagerungszyklus auftritt. Dabei haben die Frost-Tau-Wechsel eine besonders schädigende Wirkung, wie der Kurvenabfall nach dem 3. Nebel zeigt (zwischen 3. Nebel und Ende feucht liegen lediglich 2 Frost-Tau-Wechsel).

Vergleichsmessungen zur Beobachtung während der jeweiligen Lagerungszyklen (NK, WL), jedoch mit anderen Messgeräten, bestätigten, dass während der Nebelkammerlagerung nur geringe Schwankungen um den Anfangswert und lediglich bei den EIII-Proben ein Abfall der Ultraschallgeschwindigkeit erfolgte.

Anhand der Änderung der Ultraschallgeschwindigkeit Δv^2 kann kein eindeutiger qualitativer Unterschied zwischen den MD- und SD-Betonen gefunden werden,

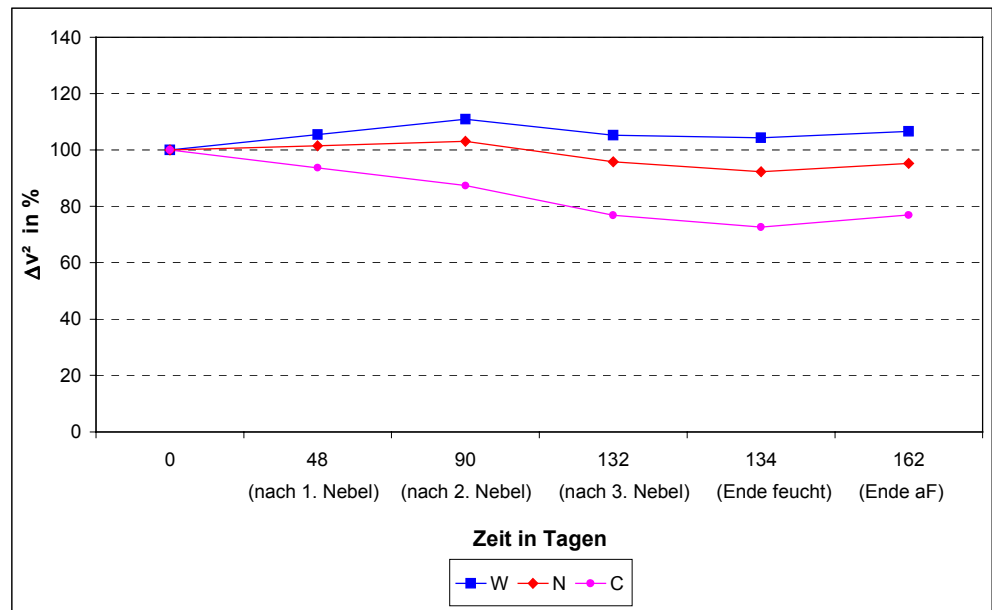
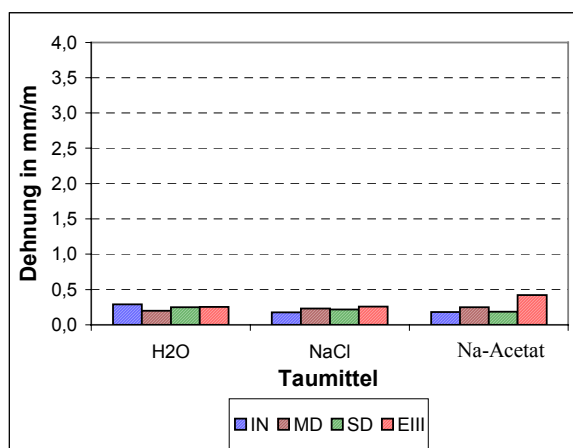


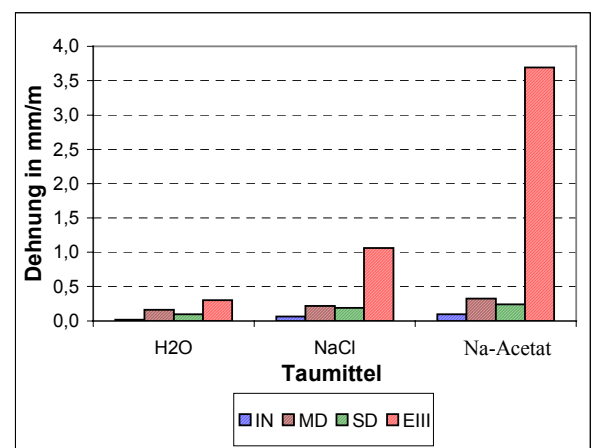
Diagramm 7-18: Verlauf der Ultraschallgeschwindigkeiten des EIII-Betons während 134 Tagen Wechsellagerung und anschließenden 28 Tagen bei 20°C bzw. 65 % r.F., aF: ausgleichsfeucht

7.3.10 Längenänderungen im Versuchszeitraum

Wie im Diagramm 7-19a ersichtlich, treten bei einer Nebelkammerlagerung nach 4,5 Monaten die stärksten Dehnungen bei den mit Natriumacetat beaufschlagten EIII-Betonproben auf. Allerdings ist mit einer Längenänderung von 0,42 mm/m (nach 4,5 Monaten) der Grenzwert von 0,6 mm/m (nach 9 Monaten) noch nicht erreicht. Nach der Wechsellagerung (Diagramm 7-19b) waren wiederum bei den EIII-Betonen die stärkeren Dehnungen zu verzeichnen. Mit einer Dehnung von 1,06 bzw. 3,69 mm/m nach Angriff von NaCl- bzw. Natriumacetat-Lösung war ein deutlicher Hinweis auf innere Schädigungen gegeben. Zwar lagen die ermittelten Betondehnungen der MD-Proben unter dem Grenzwert, jedoch hoben sich diese leicht durch höhere Werte von den SD-Betonen ab.



a) Nebelkammerlagerung



b) Wechsellagerung

Diagramm 7-19: Längenänderungen der Proben nach Beendigung des Prüfregimes (NK und WL) sowie 28 Tagen im Klimaraum bei 20°C und 65 % r.F. (162 Tage Messzeitraum, d.h. bis 168. Tag nach Herstellung)

Auch diese Messungen zeigen, dass die Wechsellagerung viel empfindlicher reagiert im Vergleich zur Nebelkammerlagerung.

Der Verlauf der Längenänderungen der Betone mit Natriumacetat-Beaufschlagung während der Wechsellagerung ist in Diagramm 7-20 dargestellt. Die Längenänderungen bei den EIII-Betonproben treten jeweils während der Nebellagerung auf. Es muss jedoch vermutet werden, dass die Schädigung des Betongefüges während der Frost-Tau-Wechsel und der anschließenden Trocknung erfolgte und somit bei der anschließenden Nebellagerung mehr Feuchtigkeit aufgenommen werden konnte bzw. die Risse geweitet wurden. Auch die konstant bleibenden Dehnungswerte nach der Trocknung sowie der Anstieg der Dehnung zwischen der 3. Nebellagerung und der Endmessung feucht (dazwischen lagen lediglich die 2 Frost-Tau-Wechsel) bestätigen diese Vermutung.

Bereits nach der 2. Trocknung wies der EIII-Beton nach Natriumacetat-Beaufschlagung und Wechsellagerung eine Dehnung von 0,49 mm/m auf. Dies ist deutlich mehr, als zu einem vergleichbaren Zeitpunkt oder gar nach 4,5 Monaten Nebelkammerlagerung erreicht wurde.

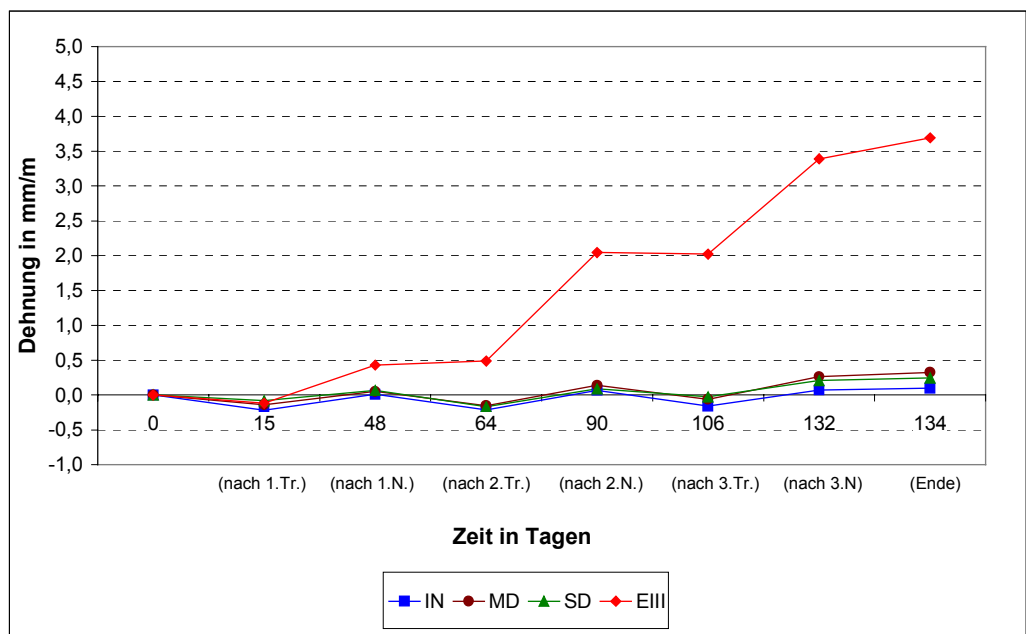


Diagramm 7-20: Verlauf der Längenänderung während 134 Tagen Wechsellagerung, Natriumacetat-Beaufschlagung; Tr: Trocknung; N: Nebel, Ende: feuchte Proben

Die Zeitersparnis durch Anwendung der Wechsellagerung im Gegensatz zur Nebelkammerlagerung ist in Diagramm 7-21 am Beispiel EIII-Beton beaufschlagt mit Natriumacetat-Lösung dargestellt. Die durch die senkrechten Linien (jeweils Zeitpunkt des Erreichens der kritischen Dehnung) dargestellte Zeitersparnis beträgt in diesem Fall 90 Tage bzw. > 50 %.

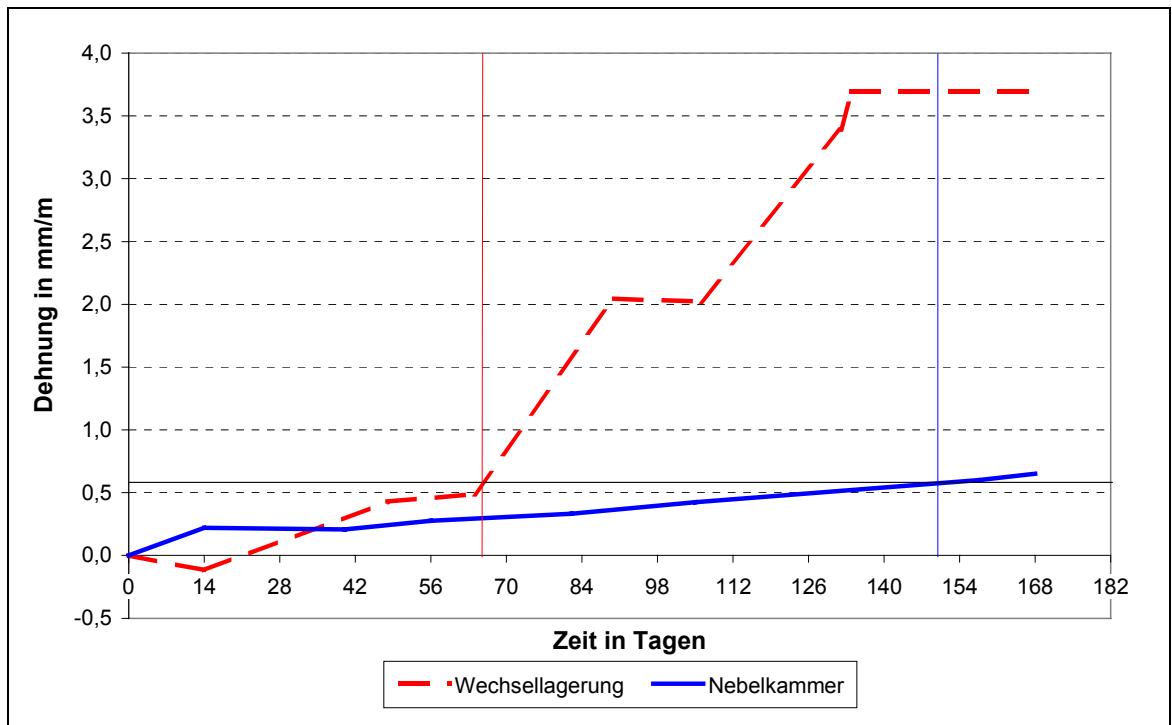


Diagramm 7-21: Darstellung der Zeitersparnis bei Wechsellagerung im Vergleich zur herkömmlichen Nebelkammerlagerung, EIII-Beton beaufschlagt mit Natriumacetat-Lösung

Bei Beaufschlagung mit NaCl-Lösung kann die Zeitersparnis noch nicht angegeben werden, da nach 132 Tagen Nebelkammerlagerung noch keine kritische Dehnung auftrat, während in der Wechsellagerung zwischen dem 106. und dem 132. Tag eine Längenänderung von 0,6 mm/m zu verzeichnen war.

Die MD-Betonproben zeigten durchweg etwas höhere Dehnungswerte als sie SD-Betonproben.

7.3.11 Optische Änderungen

Makroskopische Beurteilung

Die Betone wurden am Ende der Nebelkammer- bzw. Wechsellagerung optisch begutachtet (makroskopisch). Die Ergebnisse sind in Tabelle 7-28 und Tabelle 7-29 dargestellt.

Tabelle 7-28: Optische Änderungen an den Betonproben nach der Nebelkammerlagerung

Beton	Wasser	Beschreibung	NaCl-Lösung	Beschreibung	Natrium-acetat	Beschreibung
IN	W1	weiße Oberfläche	N2	weiße Oberfläche	C3	Netzrissmuster
	W6	Netzrisse, weiße Oberfläche	N4	Netzrisse, weiße Oberfläche	C5	Netzrissmuster
	W8	Netzrisse	N9	Netzrisse	C7	Netzrissmuster
MD	W61	weiße Netzrisse, weiße Schlieren	N62	weiße Netzrisse, weiße Schlieren	C63	Netzrisse, weiße Schlieren
	W66	weiße Netzrisse, weiße Schlieren	N64	Netzrisse, weiße Schlieren	C65	Netzrisse, weiße Spots
	W68	ok, weiße Spots	N69	ok, einzelne weiße Spots	C67	ok, ein weißer Spot
SD	W41	weiße Netzrisse, weiße Schlieren	N42	weiße Netzrisse, weiße Schlieren	C43	Netzrisse, weiße Schlieren, weiße Flecken
	W46	weiße Flecken, weiße Schlieren	N44	weiße Netzrisse, weiße Schlieren	C45	Netzrisse, weiße Schlieren
	W48	ok, weiße Spots	N49	ok, weiße Schlieren, weiße Spots	C47	ok, einzelne weiße Spots
EIII	W21	Netzrisse, Popouts, weiße Flecken	N22	Netzrisse, weißer Spot	C23	weiße Oberfläche, Längs- und Querrisse
	W26	Netzrisse, Popouts, weiße Flecken	N24	weiße Oberfläche, Risse	C25	Netzrisse, Popouts beginnend, weiße Flecken
	W28	Popouts, weiß gefüllt, weiße Oberfläche	N29	weiße Oberfläche, Risse	C27	Popouts, weiße Flecken, Längsrisse

Tabelle 7-29: Optische Änderungen an den Betonproben nach der Wechsellagerung

Beton	Wasser	Beschreibung	NaCl-Lösung	Beschreibung	Natrium-acetat	Beschreibung
IN	W1	ok	N2	Netzrisse, Abwitterung	C3	Netzrissmuster
	W6	Netzrisse	N4	Netzrisse, Abwitterung	C5	Netzrissmuster
	W8	Netzrisse	N9	Netzrisse, Abwitterung	C7	Netzrissmuster
MD	W61	Netzrissmuster, leichte Abwitterung	N62	Netzrisse an Oberfläche, Abwitterung	C63	Netzrisse an Oberfläche, Abwitterung
	W66	Netzrissmuster	N64	Netzrisse an Oberfläche, Abwitterung	C65	Längs- u. Netzrisse an Oberfläche, Popouts, Abwitterung
	W68	Netzrissmuster	N69	Netzrisse an Oberfläche, Abwitterung	C67	Netzrisse an Oberfläche, Abwitterung
SD	W41	ok	N42	Abwitterung	C43	ok
	W46	ok	N44	Abwitterung	C45	ok
	W48	ok	N49	Abwitterung	C47	Risse an Oberfläche
EIII	W21	Netzrisse	N22	Längs- und Querrisse, Popouts, Abwitterung	C23	Längs- und Querrisse, Popouts oben und Seite
	W26	Netzrisse	N24	Längs- und Querrisse, Abwitterung	C25	Längs- und Querrisse, Popouts oben und Seite
	W28	ok	N29	Abwitterung	C27	Längs- und Querrisse, Popouts oben und Seite

- Taumittleinfluss bei Nebelkammerlagerung

Die mit Wasser beaufschlagten Proben zeigten infolge der Nebelkammerlagerung geringfügige Veränderungen wie weiße Flecken und Schlieren bzw. netzrissartige Muster an der Oberfläche und beim EIII-Material auch Popouts. Die mit Salzlösung beaufschlagten Proben wiesen z.T. ebenfalls keine Änderungen - abgesehen von weißen Flecken und Schlieren - auf bzw. zeigten nur herstellungsbedingte Netzrissmuster auf der Betonhaut und keine Oberflächenabwitterungen. Ausnahme waren die EIII-Betone, die vereinzelte Risse aufwiesen. Für die Proben, welche mit Natriumacetat-Lösung beaufschlagt wurden, konnten in einigen Fällen lediglich Netzrisse, bei den EIII-Betonproben jedoch auch Popouts und Längs- bzw. Querrisse verzeichnet werden.

- Taumittleinfluss bei Wechsellagerung

Während die mit Wasser beaufschlagten Proben infolge der Wechsellagerung keine Veränderungen bzw. maximal netzrissartige Muster an der Oberfläche aufweisen, zeigten die mit NaCl-Lösung beaufschlagten Proben neben den Netzrissmustern vor allem Oberflächenabwitterungen. Lediglich eine Probe zeigte Popouts.

Bei den mit Natriumacetat-Lösung beaufschlagten Proben waren z.T. keine Veränderungen und z.T. Netzrisse und Abwitterungen ersichtlich. Allerdings wurden bei dieser Beaufschlagung im Gegensatz zu Wasser und NaCl-Lösung auch Popouts – z.T. sehr ausgeprägt – beobachtet. Rissbildungen waren an jeweils einer mit Natriumacetat beaufschlagten Probe von MD und SD zu verzeichnen. Verstärkte Rissbildungen zeigten die Proben der Mischung EIII. Bei diesen kam es in einem Fall unter NaCl-Beaufschlagung und bei allen Proben der Natriumacetat-Beaufschlagung zu Längs- und Querrissen.

- Zuschlageinfluss bei Nebelkammerlagerung

Die Proben der Nullmischung zeigten nur in einigen Fällen Netzrisse.

Die Betonproben - hergestellt mit Material aus Mitteldeutschland - wiesen bei allen Angriffsarten bis auf die weißen Verfärbungen lediglich in einigen Fällen Netzrisse auf. Gleiches trifft für die Proben mit dem Material aus Süddeutschland zu.

Die Betonproben der EIII-Mischung zeigten bei Wasserbeaufschlagung Netzrisse und Popouts, bei NaCl-Angriff traten neben den weißen Verfärbungen auch vereinzelte kleine Risse auf. Bei Natriumacetat-Angriff kam es neben Popouts zu einer deutlichen Rissbildung.

- Zuschlageinfluss bei Wechsellagerung

Die Proben der Nullmischung zeigten z.T. keine optischen Veränderungen an der Oberfläche bzw. nur oberflächliche Netzrisse. Abwitterungen traten nur bei NaCl-Angriff auf.

Bei den Proben mit dem Zuschlag MD aus Mitteldeutschland waren bei Wasserangriff Netzrissmuster und in einem Fall leichte Abwitterungen ersichtlich, hingegen bei NaCl- und Natriumacetat-Angriff an allen Proben Netzrisse und Abwitterungen, bei Natriumacetat-Beaufschlagung auch in einem Fall Popouts und erste Rissbildungen.

Die Betonproben - hergestellt mit süddeutschem Zuschlag SD - wiesen bei Wasserangriff keine optischen Änderungen auf. Beim NaCl-Angriff kam es zu deutlichen Abwitterungen (Abbildung 7-9a) und bei Natriumacetat-Beaufschlagung waren ebenfalls keine Veränderungen (Ausnahme: Probe C47 mit Querrissen) zu verzeichnen.

Die Betonproben der EIII-Mischung zeigten bei Wasserbeaufschlagung keine Veränderungen bzw. nur Netzzrisse, bei NaCl-Angriff zusätzlich zu den Netzzissen Abwitterungen, in einem Fall Popouts und an 2 Proben Schäden durch Rissbildungen. Bei Natriumacetat-Beaufschlagung bildeten sich deutliche Risse aus (Längs- und Querrisse) sowie Popouts an Ober- und Seitenflächen bei allen Proben.

- Einfluss der Lagerungsart

Bei einem Vergleich der optischen Veränderungen infolge Wechsel- und Nebelkammerlagerung werden bei Letzterer weiße Flecken und Schlieren bei Proben aller Mischungen und Beaufschlagungen deutlich (Abbildung 7-9b).

Während bei der Wechsellagerung Popouts vorrangig bei Natriumacetat-Beaufschlagung auftraten, sind die Popouts nach einer Nebelkammerlagerung von ca. 4,5 Monaten auch bei reinem Wasserangriff zu verzeichnen, jedoch nicht bei NaCl-Angriff.

Im Gegensatz zur Wechsellagerung mit integrierten Frost-Tau-Wechseln wurden bei der 4,5-monatigen Nebelkammerlagerung keine Abwitterungen augenscheinlich.

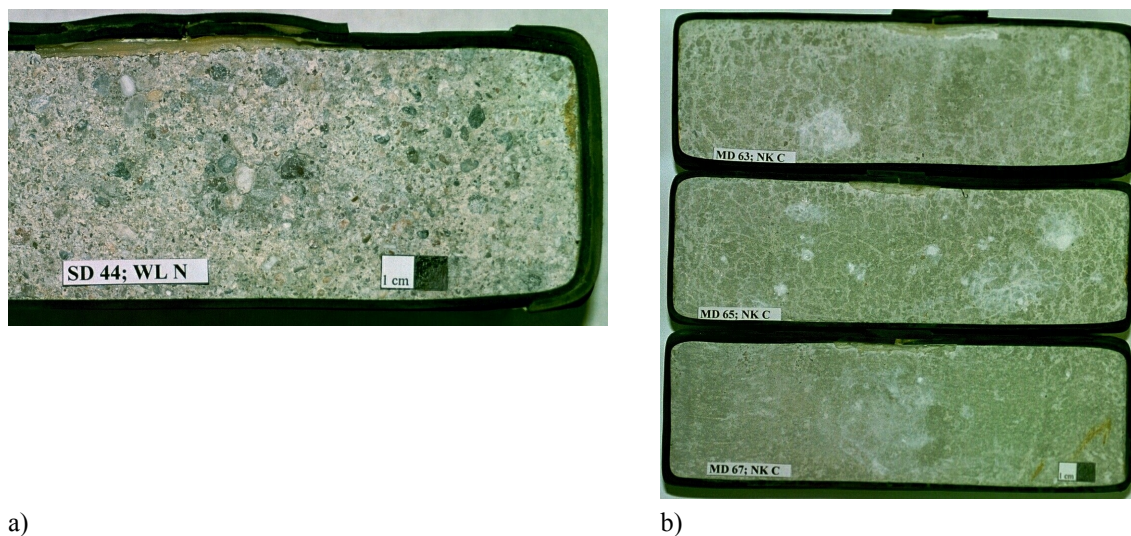


Abbildung 7-9: Optische Änderungen an Betonproben nach Lagerungsregime
a) Oberflächenabwitterung; SD-Probe nach Wechsellagerung und NaCl-Beaufschlagung; b) Bildung von Netzzissen und weißen Flecken; MD-Proben nach Nebelkammerlagerung und Natriumacetat-Angriff

Erste Rissbildungen traten jeweils bei einer Probe von MD und SD lediglich nach der Wechsellagerung mit Natriumacetatangriff auf. Deutliche Rissbildungen waren bei den EIII-Proben zu verzeichnen, sowohl bei nebelkammergelagerten Proben mit Natriumacetat-Beaufschlagung (Abbildung 7-10a) als auch bei den Wechsellagerungsproben beaufschlagt mit NaCl- bzw. Natriumacetat-Lösung (Abbildung 7-10b).



a)



b)

Abbildung 7-10: Riss- und Popoutbildung an EIII-Betonproben nach Natriumacetat-Angriff; a) nach Nebelkammerlagerung und b) nach Wechsellagerung

Licht- und Rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen

Die Oberflächen und Bruchstellen der Proben wurden mittels Lichtmikroskop und REM untersucht.

An allen untersuchten Proben aus der Nebelkammerlagerung, d.h. Betonproben der Mischung MD, SD und EIII, sind weiße Neubildungen auf den Beton-Oberflächen erkennbar (Mischung MD mit NaCl-Lösung beaufschlagt, Abbildung 7-11a und Mischung SD mit Natriumacetat-Lösung beaufschlagt, Abbildung 7-11b).

Die EIII-Betonproben zeigten mit allen 3 Prüflösungen deutliche Anzeichen für eine AKR (Wasser: Abbildung 7-11c; NaCl-Lösung: Abbildung 7-11d). In Abbildung 7-11e sind Gelschollen an den Seitenflächen einer Natriumacetat-beaufschlagten Probe ersichtlich sowie in Abbildung 7-11f eine dicke Gelschicht mit Schollenbildung und Rissen auf der Probenoberfläche.

Alle Wechsellagerungsproben der hier untersuchten Mischungen MD, SD und EIII zeigten mit allen Prüflösungen (Wasser, NaCl- und Natriumacetat-Lösung) neben Abwitterungen auch Erscheinungen, die auf eine AKR schließen lassen (Abbildung 7-12). Dazu zählen gelartige weiße Schollen auf Ober- und Bruchflächen. Ob es sich hier tatsächlich um eine AKR handelt, müssen rasterelektronenmikroskopische Untersuchungen sowie EDX-Analysen zeigen. Weiterhin sind feine Risse erkennbar.

Mittels REM und EDX sollte der Nachweis erbracht werden, ob tatsächlich eine AKR stattgefunden hat bzw. schädigend wirkte.

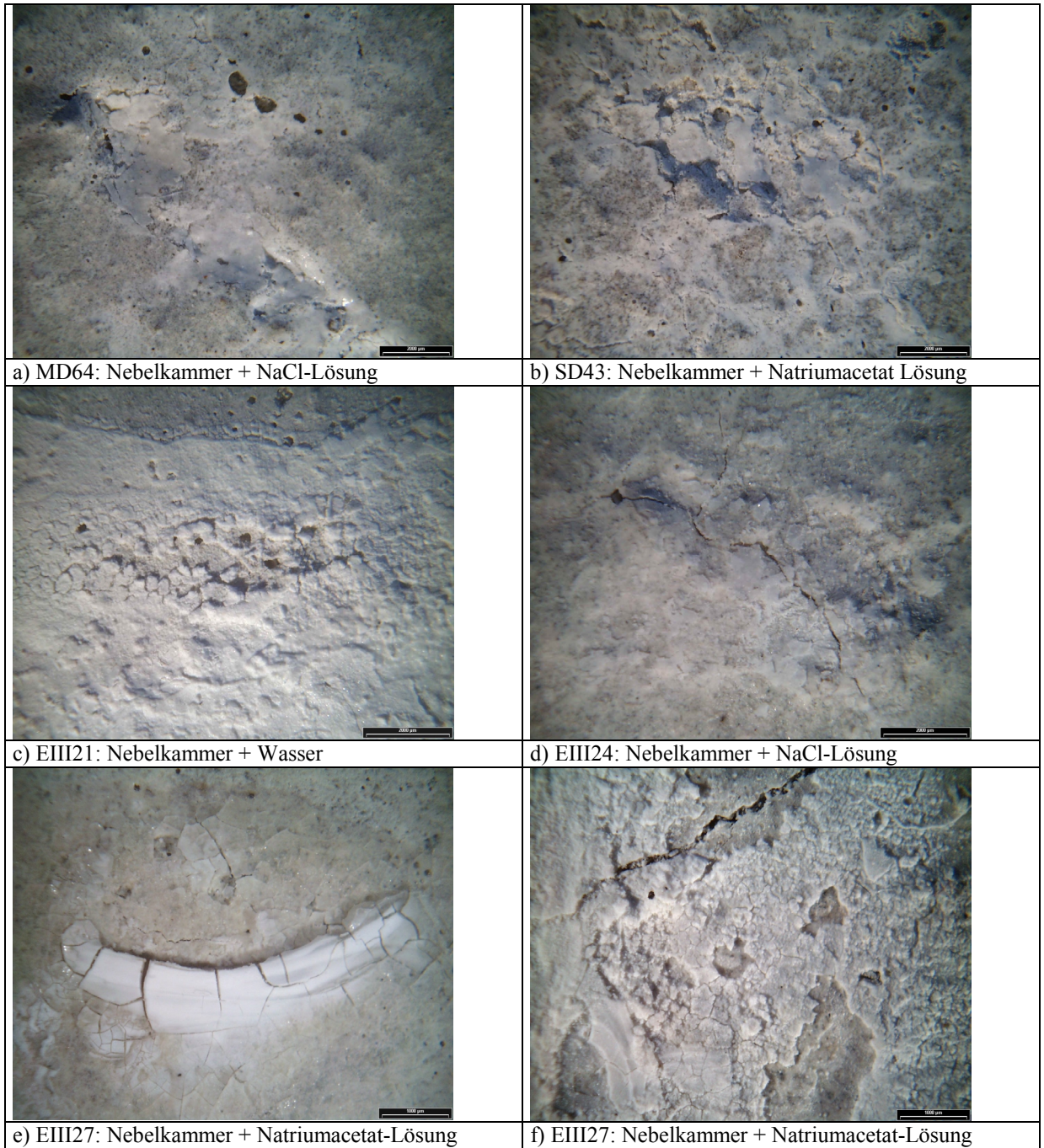


Abbildung 7-11: Lichtmikroskopische Untersuchungen an Betonproben aus der Nebelkammerlagerung; Messmarke = 2000 µm

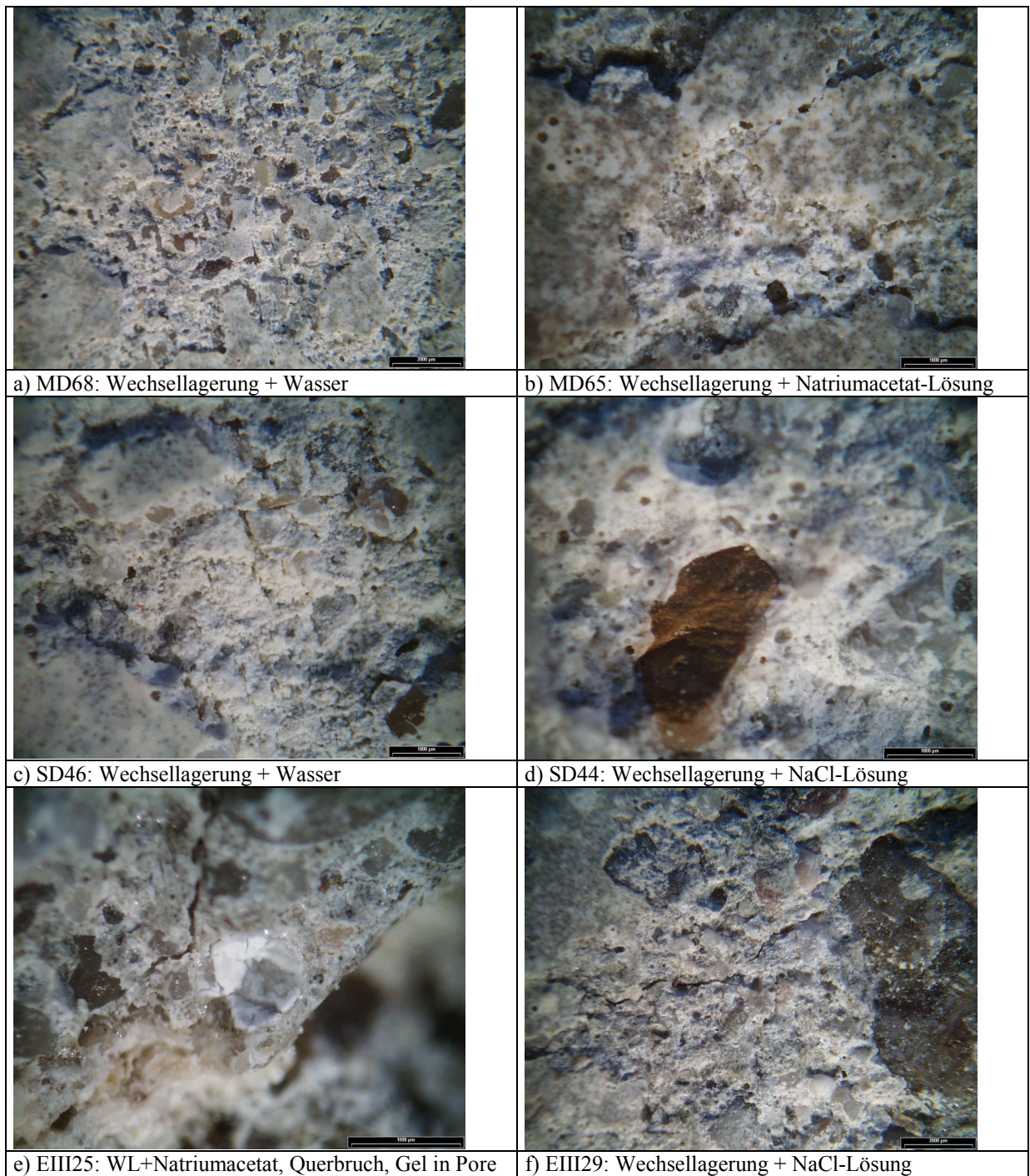


Abbildung 7-12: Lichtmikroskopische Untersuchungen an Betonproben aus der Wechsellagerung; Messmarke = 2000 µm

Bei der in der Nebelkammer gelagerten und mit NaCl-Lösung beaufschlagten Betonprobe der Mischung MD (Probe MD64) konnte AKR-Gel nachgewiesen werden. Das Gel bildete sich schichtenweise aus (Abbildung 7-13a), wobei u.a. Natrium-reicheres Gel über Kalium-reicherem mittels EDX nachgewiesen wurde.

Die wechselgelagerten Proben der Mischung MD zeigten jeweils unter Einfluss aller Prüflösungen bei der Untersuchung an Querbrüchen Anzeichen auf eine abgelaufene AKR, d.h. Gelbildungen auf Zuschlagoberflächen und in Poren. Proben, beaufschlagt mit der Prüflösung Wasser (Abbildung 7-13b) und mit Natriumacetat-Lösung, wiesen dabei Kalium-

reiches (Abbildung 7-13c) und mit NaCl-Lösung (Abbildung 7-13d) Natrium-reiches AKR-Gel (Abbildung 7-13e) auf.

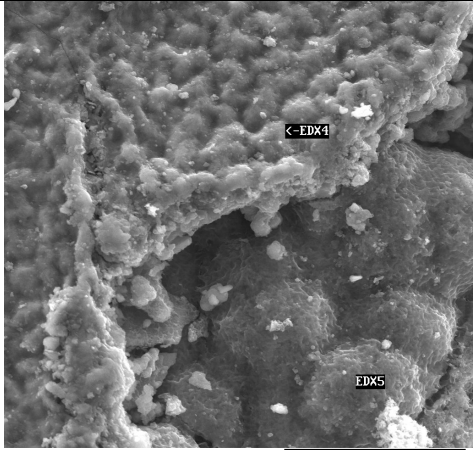
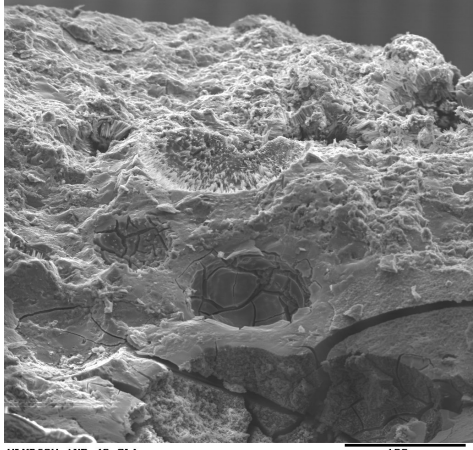
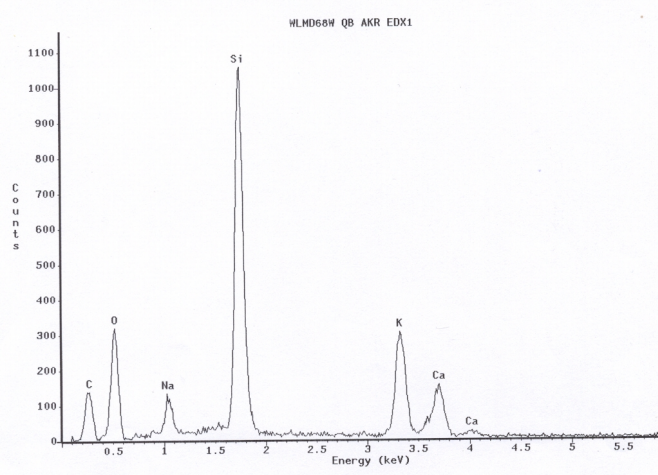
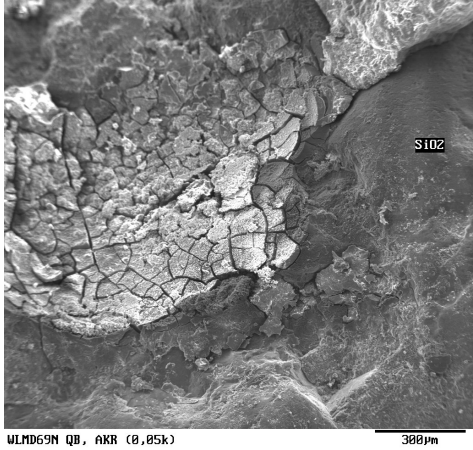
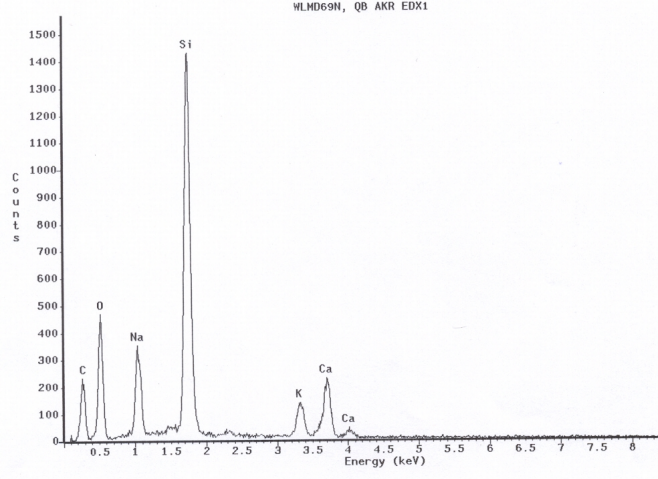
 <p>NKMD64M OF, AKR (1k) 30µm</p>	
<p>a) MD64: NK+NaCl: verschiedene Gelschichten übereinander, Na-reichere auf K-reicherer Schicht</p>	
 <p>WLMD68W AKR (0,2k) 100µm</p>	 <p>WLMD68W QB AKR EDX1</p>
<p>b) MD68: WL+Wasser</p>	<p>c) MD68: WL+Wasser; EDX1, K-reiches Silicat-Gel</p>
 <p>WLMD69M QB, AKR (0,05k) 300µm</p>	 <p>WLMD69M QB AKR EDX1</p>
<p>d) MD69: WL+NaCl; AKR-Gel auf Zuschlag</p>	<p>e) MD69: WL+NaCl; EDX1, Na-reiches Silicat-Gel</p>

Abbildung 7-13: Ergebnisse der REM-Untersuchungen sowie EDX-Aufnahmen, MD-Betonproben, Probenbezeichnung: MischungProbennummer: Lagerungsart+Prüflösung

Bei den REM- und EDX-Analysen konnten bei den untersuchten Betonproben der Mischung SD sowohl nach Nebelkammerlagerung (Natriumacetat-Beaufschlagung, Abbildung 7-14a) als auch nach Wechsellagerung mit allen Prüflösungen AKR-Gelbildungen nachgewiesen werden. Bis auf die mit Natriumacetat-Lösung beaufschlagte Probe aus der Wechsellagerung, wo das ausgebildete analysierte Gel etwas Natrium-reicher war, wurde jeweils Kalium-Silicat-Gel analysiert. Jedoch muss beachtet werden, dass trotz der Anzahl an analysierten, verschiedenen Gelbildungen (Abbildung 7-14b) keine statistisch abgesicherte Aussage dazu getroffen werden kann, ob nun vorrangig ein Kalium- oder ein Natrium-reiches Gel entstanden ist (Abbildung 7-14c und d).

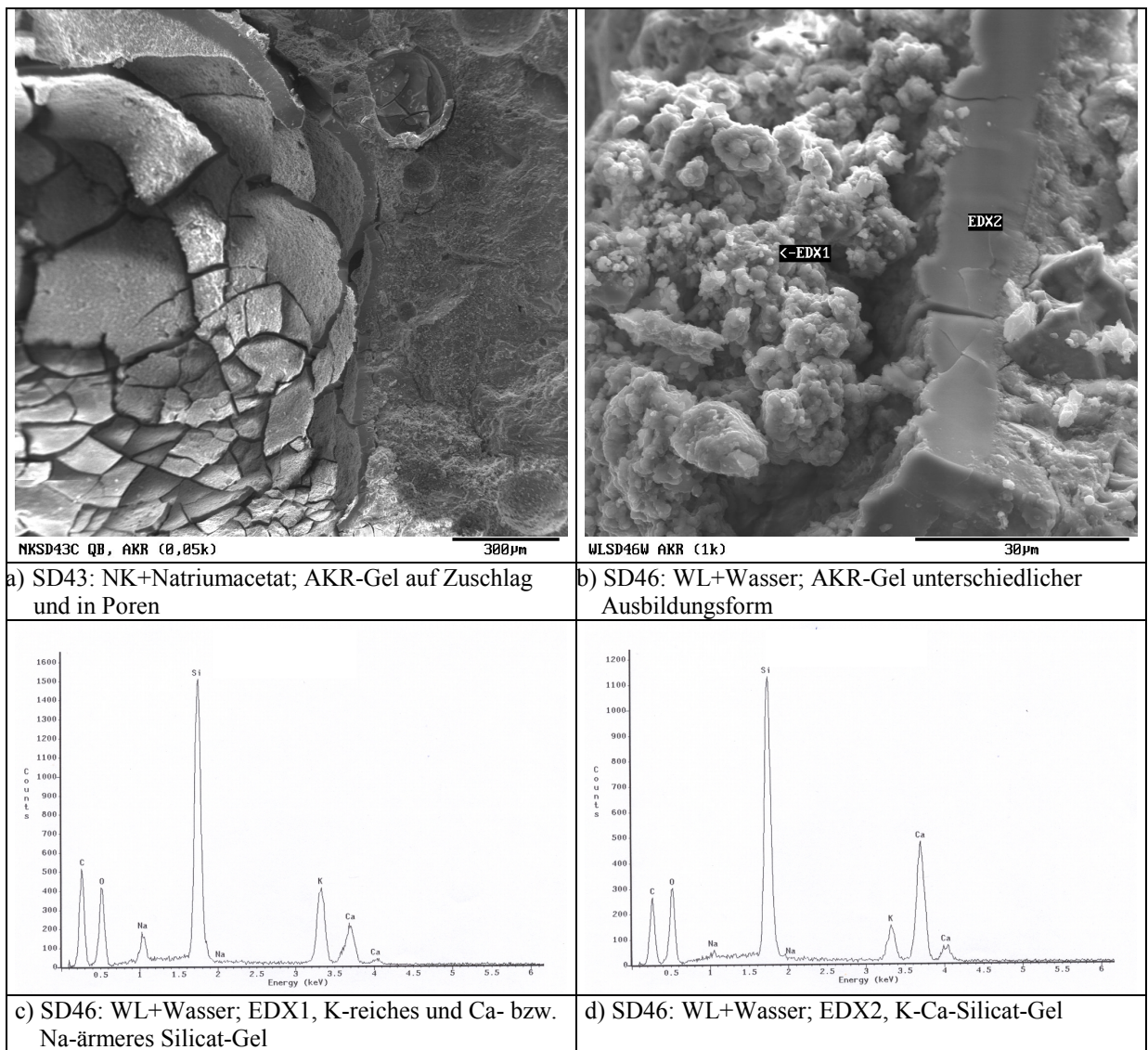


Abbildung 7-14: Ergebnisse der REM-Untersuchungen sowie EDX-Aufnahmen, SD-Betonproben, Probenbezeichnung: MischungProbennummer: Lagerungsart+Prüflösung

Bei den EIII-Betonproben wurde nach einer 4,5-monatigen Nebelkammerlagerung ohne Beaufschlagung von Tausalz-Lösung zwar AKR-Gel nachgewiesen, jedoch war dieses nur sporadisch im Beton verteilt. Hingegen konnte nach Angriff von NaCl-Lösung eine flächendeckende AKR verzeichnet werden (Abbildung 7-15a und b). Das Gel wurde je nach analysierter Stelle im Querbruch z.T. als K- bzw. Na-reicher analysiert (Abbildung 7-15c). Die Wechsellagerungsproben der EIII-Mischung zeigten bei NaCl-Angriff eine

flächendeckende AKR mit sowohl K-reichem als auch Na-reichem Gel. Bei Natriumacetat-Angriff konnte vorrangig Na-reiches Gel nachgewiesen werden.

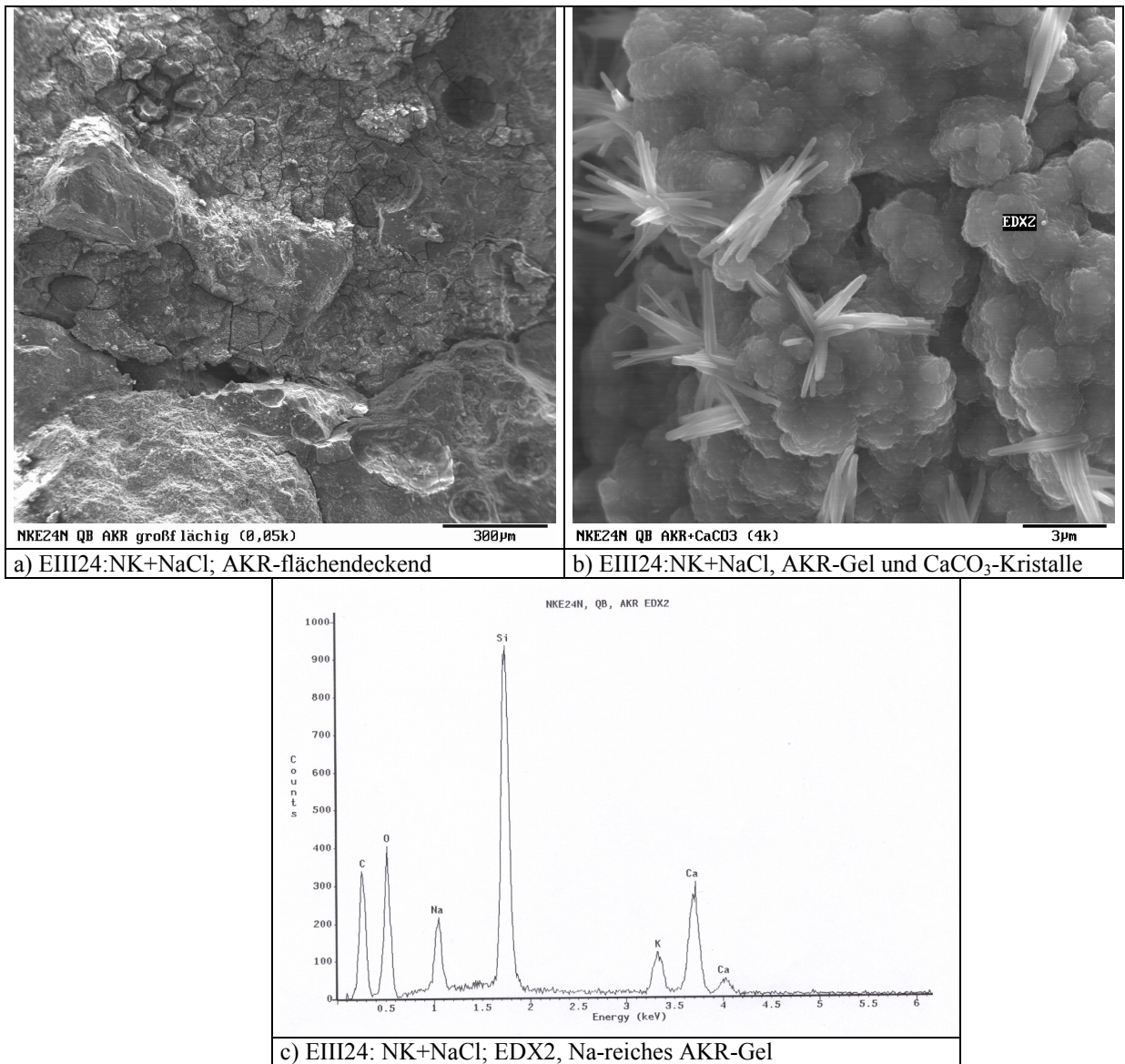


Abbildung 7-15: Ergebnisse der REM-Untersuchungen sowie EDX-Aufnahme, EIII-Betonproben, Probenbezeichnung: Mischung Probennummer: Lagerungsart+Prüflösung

Besonders hervorgehoben werden muss, dass bei den Wechsellagerungsproben neben der nachgewiesenen AKR auch eine deutliche Ettringitbildung sowohl in Poren als auch auf Zuschlagoberflächen analysiert werden konnte (Abbildung 7-16a-d).

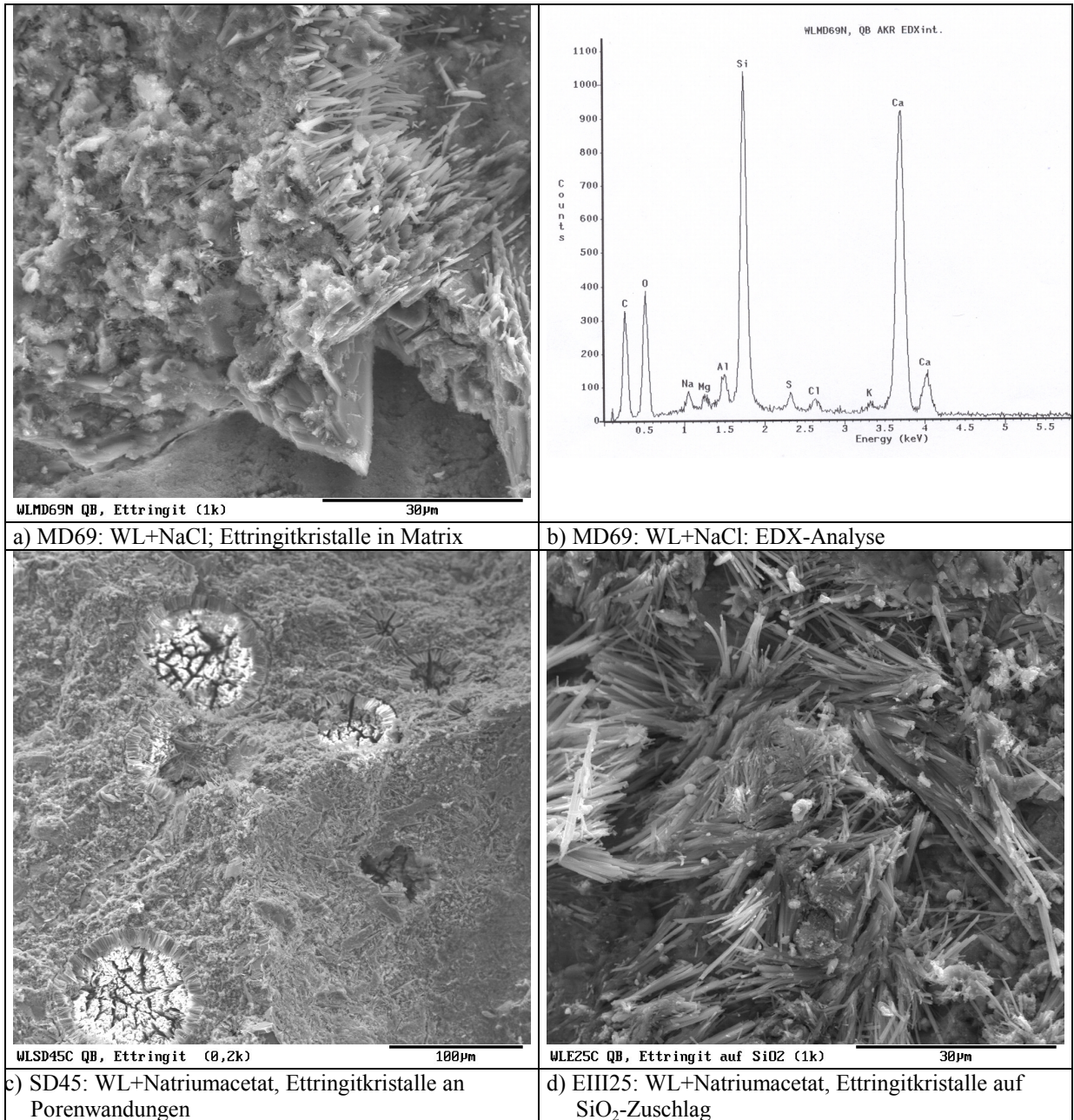


Abbildung 7-16: Ettringitbildung in wechselgelagerten Betonproben, Probenbezeichnung: MischungProbennummer: Lagerungsart+Prüflösung

Die bei den Wechsellagerungsproben nachgewiesene Ettringitbildung kann eine zusätzliche Schadensursache darstellen. Die Ettringitbildung läuft ebenfalls unter Volumenzunahme ab, wobei ein zerstörender Kristallisationsdruck auf die Betonmatrix wirken kann. Ebenfalls kann durch Zuwachsen der Luftporen durch Ettringitkristalle der Frost-Tausalz-Widerstand des Betons herabgesetzt werden. Die resultierende Rissbildung ermöglicht weiteres Eindringen von Feuchtigkeit in den Beton, wodurch eine schädigende AKR forciert werden kann. Die Ursachen des Auftretens von sekundär gebildetem Ettringit nicht-wärmebehandelter Betone infolge Wechsellagerung wurde bei BOLLMANN /173, 174/ und infolge Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Angriff bei STARK und LUDWIG /175, 176, 177/ ausführlich diskutiert. Bei steigenden Temperaturen sinkt die Stabilität des Ettringits. Er zerfällt bei $>60^{\circ}\text{C}$ in Monosulfat und Sulfat. Wenn die Temperatur wieder abfällt, kommt es zur Wiederauskristallisation von Ettringit. Insbesondere Trocknungsprozesse führen zur Anreicherung von Reaktionspartnern an bestimmten Gefügestellen. Bei Frostangriff und auch

durch eine Carbonatisierung kann es zur Umwandlung von Monosulfat in Monochlorid bzw. zur Bildung von Monocarbonat jeweils unter Sulfatfreisetzung kommen. Dieses Sulfat kann mit noch vorhandenem Sulfat ebenfalls zu Ettringit reagieren.

7.4 Zusammenfassung und Wertung zur Alkali-Zuschlag-Reaktion

Alkali-Carbonat- bzw. Alkali-Dolomit-Reaktion

Aus thermodynamischer Sicht kann eine Dedolomitisierungsreaktion stattfinden. Diese Reaktion ist relativ temperaturunabhängig im Bereich bis 100°C.

Die Dedolomitisierung wurde an verschiedenen dolomitischen Gesteinen und daraus hergestelltem Gesteinsmehl sowohl chemisch über die in Lösung gegangenen Gesteinsbestandteile (Si, Mg, Ca), röntgenographisch anhand von Neubildungen, d.h. Ausfällungsprodukten in der Lösung und am Gesteinsmaterial (Brucit, Natrium-Magnesium-Carbonate u.a.), und optisch mittels ESEM und EDX (Magnesiumverbindungen) nachgewiesen.

Zwischen den thermodynamischen Berechnungen und den durchgeführten Versuchen besteht keine offensichtliche Korrelation hinsichtlich der verstärkenden Wirkung von Ca(OH)_2 auf die Dedolomitisierung. An den Gesteinsstücken bewirkte reine Natriumhydroxid-Lösung den stärksten Effekt hinsichtlich der Dedolomitisierung.

Anhand der ESEM-Aufnahmen war deutlich erkennbar, dass die Neubildungen der Dedolomitisierungsreaktion viel porenreicher waren als das ursprüngliche dichte Dolomitgestein. D.h. neben der Bildung von Transportwegen für Flüssigkeiten bewirken diese porenreichen Reaktionsprodukte einen Druck infolge Volumenvergrößerung auf die Umgebung.

Bei den hier durchgeführten Lösungsversuchen an den Gesteinsstücken war kein Zusammenhang zwischen der Löslichkeit und der Kristallstruktur bzw. der chemischen Zusammensetzung zu verzeichnen.

Bei ersten Untersuchungen an Feinmörteln ließen sich nach 28 Tagen keine Anzeichen auf Dedolomitisierung feststellen. Bei weiteren Versuchen müsste hinsichtlich Versuchszeit und Probenart variiert werden.

Anhand von ersten Lösungsversuchen zum Einfluss von NaCl-Lösung auf eine Dedolomitisierung konnte ein tendenziell stärkerer Lösungseffekt analysiert werden. Jedoch waren die gelösten Mengen sehr gering.

Einflüsse von Taumitteln auf eine AKR an Gesteinskörnungen

Die kieselschiefer- und kieselkalkhaltigen Gesteinskörnungen aus Mittel- und Süddeutschland (MD und SD) wiesen zwar Wasseraufnahmen über 2 % auf, zeigten aber sehr gute Dauerhaftigkeitseigenschaften hinsichtlich Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Angriff.

Anhand der Untersuchungen zur Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnungen konnten die Materialien MD in den Fraktionen 2/8 und 8/16 und SD in der Fraktion 8/16 als EII-Material hinsichtlich Alkali-Richtlinie eingestuft werden. Nach ASTM waren die Fraktionen 2/8 des Zuschlags MD und 2/8 bzw. 8/16 des Zuschlags SD als schädigend in Bezug auf eine AKR zu

bewerten. Nach Alkali-Richtlinie wurde somit das Material MD und nach ASTM C 289 das Material SD als etwas AKR-kritischer beurteilt.

In den hier durchgeführten Untersuchungen zur Lösung von möglichen alkaliempfindlichen Gesteinen in Hydroxidlösungen konnte eine relativ gute Korrelation zwischen dem Gehalt an gelöstem Si in der Lösung und dem Gehalt an SiO₂ im Probenmaterial nachgewiesen werden. Ausnahme bildete hier der SD-Kieselkalk. Es wurde kein Zusammenhang zwischen mittlerer Kristallitgröße und gelöstem Si deutlich.

Bei Lösungsversuchen an alkaliempfindlichen Gesteinsstücken und -pulvern konnte keine Verstärkung des Lösungseffektes durch NaCl-Lösung beobachtet werden.

Zusammenfassend kann zu den Untersuchungen an den aus Feinmörteln ausgepressten Porenlösungen gesagt werden, dass anhand der Veränderungen hinsichtlich der pH-Werte und der gelösten Substanzen (Si, Ca, Na, K) auf Reaktionen zwischen den Gesteinsmehlen und der Porenlösung zu schließen ist.

Die Ergebnisse der Si-Lösungsversuche an Gesteinsproben korrelieren mit den Ergebnissen (gelöstes Si in der Porenlösung) der Feinmörtel-Untersuchungen, d.h. der Kieselschiefer MD zeigte in beiden Versuchen höhere Werte als der Kieselkalk SD.

Von besonderem Interesse war jedoch der Einfluss von NaCl-Lösung auf die möglichen Reaktionen und somit auf die Veränderung der Porenlösung des Feinmörtels. Der Taumittelzusatz führte zu einer Reduzierung des pH-Wertes, zur Zunahme des Gehaltes an gelöstem Si, Ca, Na und K in der ausgepressten Porenlösung.

Einflüsse von Taumitteln auf eine AKR an Gesteinskörnungen im Beton

Ein Vergleich der Betondruckfestigkeiten nach Klimaraum-, Nebelkammer- und Wechsellagerungen zeigte, dass eine Abhängigkeit von der ca. 4,5-monatigen Lagerungsart zu verzeichnen war. So nahmen die Druckfestigkeiten der Proben von Klimalagerung über Wechsellagerung zur Nebelkammerlagerung zu. Die Betonqualität verbessernden Einflüsse wie Feuchtlagerung wurden bei der Wechsellagerung durch eintretende Schäden z.B. infolge Frostangriff überlagert.

Der erhöhte Gehalt von Chloridionen im EIII-Beton nach der Wechsellagerung im Vergleich zur Nebelkammerlagerung deutet auf eine stärkere innere Schädigung hin, die zu einer verstärkten Aufnahme von Taumitteln führte.

Masseänderungsmessungen bei diesen Versuchsregimen bringen durch Überlagerung von Massezunahmen durch Taumiteleinfluss und Masseabnahmen infolge Popouts und Oberflächenabwitterungen keine Erkenntnisse zum Schädigungsgrad.

Bei Betonen mit geringer Schädigung (MD, SD) ist es schwierig, anhand von Ultraschallmessungen Unterschiede im Schädigungsgrad zu erfassen, da es hier auch zu einer Überlagerung des Feuchteinflusses und der inneren Schädigung kommen kann. Jedoch konnte bei der Wechsellagerung anhand geringerer Ultraschallgeschwindigkeiten auf eine stärkere Schädigung als bei Nebelkammerlagerung geschlossen werden. Die Ultraschallkennwerte verschlechterten sich bei den Betonen von der Prüflösung Wasser über NaCl bis hin zu Natriumacetat. Die deutliche Schädigung der EIII-Proben bei Natriumacetat-Beaufschlagung und Wechsellagerung spiegelte sich durch Ultraschallmessungen wieder. Auch die beginnende Rissbildung der EIII-Betone - geprüft mit NaCl-Lösung - äußerte sich in

verringerten Ultraschallgeschwindigkeiten. Allerdings ist der Beton anhand dieser Kennwerte noch nicht als „geschädigt“ einzustufen.

Die Erfassung von Längenänderungen eignet sich zur Beurteilung der Betone bei diesen Lagerungsregimen. So nimmt die Längenänderung der Betone von der Prüflösung Wasser über NaCl bis hin zum Natriumacetat zu. Die MD-Betonproben weisen tendenziell höhere Dehnungswerte auf, als die SD-Proben. Auf eine Schädigung des Betons deuten jedoch nur die Dehnungen des EIII-Betons hin, sowohl bei NaCl- als auch bei Natriumacetat-Angriff.

Anhand der Untersuchungen erwies sich die Wechsellagerung als effektiver im Vergleich zur Nebelkammerlagerung. Bereits nach der 2. Trocknung (nach 2 Monaten) der Wechsel-lagerung zeigte der EIII-Beton bei Natriumacetat-Beaufschlagung eine Dehnung von 0,49 mm/m. Dies ist deutlich mehr, als zu einem vergleichbaren Zeitpunkt oder gar nach 4,5 Monaten Nebelkammerlagerung erreicht wurde. Bereits während der 2. Nebellagerung (Tag 63-89) wird der Grenzwert für eine kritische Dehnung überschritten. Als Fazit ist zu ziehen, dass die Wechsellagerung verstärkend auf eine AKR wirkt. Zum gegenwärtigen Stand der Untersuchungen kann von einer Zeitersparnis von ca. 50 % gegenüber der Nebelkammer-lagerung (gemessen am Zeitpunkt des Auftretens kritischer Dehnungen) ausgegangen werden.

Mittels REM und EDX- Untersuchungen konnte bei allen analysierten Proben bei allen Lagerungs- und Beaufschlagungsarten Anzeichen für eine AKR festgestellt werden. Allerdings waren bei Taumittelbeaufschlagung deutlich mehr Anzeichen für eine abgelaufene AKR ersichtlich.

Bei den Proben der Mischungen MD und SD zeigte die AKR nach 4,5 Monaten Nebelkammerlagerung keinen starken Fortschritt. Hier war das AKR-Gel mittels REM nur vereinzelt an Zuschlägen oder in Poren nachzuweisen, also nicht flächendeckend präsent.

Offensichtlicher wurde die vorangeschrittene AKR im REM bei den Wechsellagerungsproben der Mischungen MD und SD nach 4,5 Monaten (3 Wechsellagerungs-Zyklen). Tendenziell bildeten sich die Kalium-Silicat-Gele verstärkt aus. Die Anwesenheit von NaCl- bzw. Natriumacetat-Lösung bewirkte in einigen Fällen die Entstehung von Na-reichem Gel.

Bei den EIII-Betonproben, mit Wasser beaufschlagt und in der Nebelkammer gelagert, verhielt es sich ähnlich wie mit den MD- und SD-Betonproben. Hier war nach 4,5 Monaten die AKR noch nicht eindeutig nachweisbar. Bei allen anderen Angriffs- und Lagerungsarten zeigte sich die AKR flächendeckend mit sowohl Na- als auch K-reichem Gel.

Bei der Wechsellagerung kam es neben einer AKR auch zur Ettringitbildung, welche die Qualität des Betons ebenfalls herabsetzt.

Die in Kapitel 7 untersuchte Gesteinskörnung MD war anhand der Betonuntersuchungen tendenziell etwas AKR-bedenklicher einzustufen, als das hier geprüfte Material SD. Diese Beurteilung korreliert mit den an den Gesteinsproben und Feinmörteln durchgeführten Untersuchungen sowie mit Ergebnissen der Zuschlagprüfung nach Alkali-Richtlinie. Die Schädigung ist tendenziell einer AKR zuzuschreiben, da die Frost- und Frost-Tausalz-Widerstände der Gesteinskörnungen als F_1 bzw. MS_{18} bewertet werden konnten und die REM-Untersuchungen eindeutig AKR aufzeigten. Dies ist jedoch nur eine Tendenz, da die ASTM-Untersuchungen SD als kritischer bewertete und die Untersuchungen an Gesteinsproben und Feinmörteln nicht statistisch abgesichert sind. Auch bei den

Betonversuchen zeigte die Gesteinskörnung MD tendenziell stärkere Schäden als die Gesteinskörnung SD.

Wichtig ist zu vermerken, dass das Material SD Gesteinsbestandteile enthält, die optisch wie reine Quarzkörner aussehen, jedoch beim Test mit HCl eindeutig carbonatisch reagieren und chemisch bis zu 90 % Calcit aufweisen können. Diese Bestandteile (Kieselkalke) gelten als besonders reaktiv hinsichtlich AKR.

8 Gesamtzusammenfassung und Ausblick

Ziel der Arbeit war, den Einfluss von Gesteinskörnungen auf die Dauerhaftigkeit von Beton, insbesondere bei Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Angriff und hinsichtlich Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) bzw. Alkali-Carbonat-Reaktion/Alkali-Dolomit-Reaktion (ACR/ADR) zu untersuchen.

Bezüglich des Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstandes ging es vor allem darum, die Eignung von Prüfverfahren für die Prüfung von Gesteinskörnungen und von daraus hergestelltem Beton zu untersuchen. Besonderes Augenmerk galt dem Einfluss von Taumitteln und der Übertragbarkeit der Prüfergebnisse auf die Praxis.

Im Ergebnis der Untersuchungen kann die Eignung von Prüfverfahren hinsichtlich der Dauerhaftigkeit von Gesteinskörnungen für Beton wie folgt bewertet werden:

1. **Wasseraufnahmen** und **Sättigungswerte** von Gesteinskörnungen zeigen keine Korrelationen zum Verhalten von Gesteinskörnungen im Beton.
2. **Porengrößenverteilungen** an petrographisch definierten Gesteinsvariationen, **Tonmineraliengehalte** sowie **dilatometrische Untersuchungen** (α_T) widerspiegeln tendenziell die Dauerhaftigkeitseigenschaften der Gesteinskörnungen.
 - Das Problem dieser Untersuchungsmethoden liegt beim Fehlen von **Grenzwerten** für eine Klassifizierung. Das Finden von solchen Grenzwerten wird zudem stark erschwert durch die niedrige Repräsentativität der z.T. geringen Probemengen bzw. kleinen Probekörper.
 - Die genannten Untersuchungsmethoden sind bei Schadensanalysen für die Untermauerung von unzureichendem Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstand als Beton-Schadensursache geeignet.
3. Für die Prüfung des Frost-Tau- bzw. Frost-Tausalz-Widerstandes von Gesteinskörnungen ist das Prüfverfahren nach **DIN EN 1367-1 mit Wasser bzw. NaCl-Lösung** als Prüflösung (Dosenfrost) im Prinzip nutzbar. Es müssen allerdings **Modifikationen** hinsichtlich der Ermittlung der Kennwerte vorgenommen werden.
 - Im Test nach DIN EN 1367-1 mit der Prüflösung Wasser muss unter Verwendung zusätzlicher Siebe (6,3 und 8 mm bei Fraktion 8/16 und 12,5 und 16 mm bei Fraktion 16/22) die **Gesamtabwitterung** erfasst und in die Bewertung einbezogen werden, da hierbei verstärkt bisher unbeachtet gebliebene Grobabsplitterungen und Brüche auftreten.
 - Es ist dringend erforderlich, anhand von weiteren vergleichenden Versuchen an Betonen den geeigneten **Grenzwert** für eine praxisnahe Beurteilung der Gesteinskörnungen zu finden. Nach ersten Ergebnissen weisen frostbeständige Materialien Abwitterungen $< 3 \%$ auf und nicht frostbeständige $> 9 \%$.
 - D-cracking-gefährdete, d.h. nicht-frostbeständige Gesteine aus den USA konnten mit diesem Test nicht als solche klassifiziert werden.

4. Die Prüfung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Gesteinskörnungen nach **DIN EN 1367-2 mit MgSO₄-Lösung** als Prüflösung ist im Prinzip nutzbar.

- Trotz zum Teil guter Korrelationen zum bekannten Praxisverhalten einiger Gesteinsmaterialien konnten u.a. D-cracking-gefährdete, d.h. nicht-frostbeständige Gesteine aus den USA mit diesem Test nicht als solche klassifiziert werden. Dies zeigten ebenfalls Versuchsergebnisse aus den USA.

Für eine praxisgerechte Bewertung sind **Modifikationen** dringend notwendig.

- Der **Zeitaufwand**, den der Test erfordert, ist drastisch zu verringern.
 - Die **Fraktionen** der Proben im Test (gegenwärtig 10/14) sind den tatsächlich im Beton genutzten (z.B. 8/16) anzupassen.
 - Nach erfolgter Modifikation des Testes sind die **Grenzwerte** anhand von Korrelationen zu Betonversuchen praxisnah festzulegen.
5. In den hier durchgeführten Untersuchungen waren die Prüfverfahren zur Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes nach **DIN EN 1367-1 mit einer 1 %igen NaCl-Lösung** und nach **DIN EN 1367-2 mit einer 14 %igen MgSO₄-Lösung** als gleichwertig einzustufen. Keines der Verfahren ergab bezüglich der Abwitterungen eine eindeutig schlechtere Klassifizierung der Gesteinskörnungen.
- Welches Verfahren bzw. welche Prüflösung im Einzelfall die Gesteinskörnung hinsichtlich der Qualität niedriger einstufte, war abhängig von Gesteinsmaterial und Fraktion.
6. Hauptproblem bei der Bewertung des **Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstandes** von Gesteinskörnungen nach DIN EN 1367-1 und -2 ist der hohe **Sättigungsgrad**. Dieser wird bei den Gesteinskörnungen entsprechend den Prüfvorschriften durch die Tauchphasen in die jeweiligen Prüflösungen Wasser, NaCl- oder MgSO₄-Lösung eingestellt.
- Die Gesteinskörnungen erreichen im Beton infolge einer dichten umgebenden Matrix den im Versuch an Gesteinskörnungen eingestellten Sättigungsgrad nicht.
 - Hohe Sättigungsgrade > 0,9 - wie sie bei diesen Proben erreicht wurden - führen unweigerlich zum Schaden bei Frostangriff, d.h. zu einer **Unterbewertung der Gesteinskörnungen**.
7. Die Ergebnisse des US-amerikanischen **Washington Hydraulic Fracture Tests** korrelieren unter den Prüfverfahren zum Frost-Tau-Widerstand von Gesteinskörnungen am besten mit dem Verhalten der aus den Gesteinskörnungen hergestellten Betone.
- Mit einer auf europäische Gesteinsfraktionen angepassten Berechnungsvorschrift (analog der US-amerikanischen) kann aufgrund der Ergebnisse an Körnungen auf eine **zu erwartende Betondehnung** infolge Frostangriff geschlossen werden - ohne eine zeitaufwendige Betonprüfung durchführen zu müssen.
 - Der Washington Hydraulic Fracture Test zeichnet sich im Vergleich zu den Versuchen nach DIN EN 1367-1 und -2 durch den **geringsten Zeitaufwand** aus.

8. Um die Praxisnähe von Labor-Betontests zu ermitteln, wurden **Auslagerungsversuche** durchgeführt.
 - Vergleichsuntersuchungen an deutlich frostkritischen Materialien zeigten eine sehr gute Korrelation zwischen Labor und Praxis.
 - Zu klären ist die Vergleichbarkeit der Ergebnisse an sich grenzwertig verhaltenden Materialien, um die Grenzwerte der Laborversuche praxisnah gestalten zu können.
9. Oberflächliche **Abwitterungen** korrelieren nicht mit der inneren Schädigung bei Betonen, hergestellt mit frostkritischen Gesteinskörnungen.
10. Das **kapillare Saugen** von Betonproben korreliert mit der von der Erhärtungsdauer abhängigen Betonstruktur und dem Trocknungszustand vor dem Saugen. Eine Korrelation zur Vorschädigung konnte in den hier durchgeführten Untersuchungen nicht gefunden werden.
11. Die Untersuchungen zur **inneren Schädigung** sind bei Auslagerungsproben wie bei den Laborproben im feuchten Zustand bei möglichst gleichen Feuchtegraden durchzuführen, um aussageverfälschende Healing-Effekte (späteres Risszuwachsen) zu umgehen.
12. **Dehnungsmessungen** haben sich zur Bewertung der Betondauerhaftigkeit bewährt. Die Dehnung korreliert sehr gut mit der inneren Schädigung.
13. **Taumittel** verstärken die Frost-Tau-Schädigung der Gesteinskörnungen und der daraus hergestellten Betone im Vergleich zum Wasserangriff.
 - Niedrig konzentrierte NaCl-Lösung < 1 % verursachte bei Frostangriff stärkere Schäden an Gesteinskörnungen als höher konzentrierte Lösungen von 1 bzw. 3 %.
 - Die Oberflächenabwitterung der Betone war bei Angriff einer NaCl-Lösung höher als bei Angriff einer Natriumacetat-Lösung.
14. Eine Bewertung von Gesteinskörnungen kann grundsätzlich nicht von der Gesteinsart abhängig gemacht werden. So gibt es z.B. **Kalksteine**, die sehr gute Dauerhaftigkeiten im Beton aufweisen, aber auch nicht-frostbeständige Kalksteine.

Bezüglich der Alkali-Zuschlag-Reaktion galt es zu klären, ob eine Dedolomitisierung von $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$, d.h. eine Alkali-Dolomit-Reaktion (ADR), theoretisch und praktisch ablaufen kann und ob es eine schädigende Alkali-Carbonat-Reaktion (ACR) ausgehend vom CaCO_3 gibt. Untersuchungen hierzu wurden an Gesteinsstückchen, Gesteinspulvern und am Feinmörtel durchgeführt. Weiterhin galt es zu prüfen, welchen Einfluss Taumittel auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) haben und inwieweit es möglich ist, die Betonprüfung zur Untersuchung des Widerstandes gegenüber AKR effektiver zu gestalten.

15. Hinsichtlich einer **Alkali-Dolomit-Reaktion** konnte sowohl durch thermodynamische Berechnungen (freie Reaktionsenthalpie) als auch mittels chemischer, röntgenographischer und optischer Untersuchungen an Gesteinsproben das Auftreten von Dedolomitisierungsreaktionen sowie die Bildung von Brucit ($\text{Mg}(\text{OH})_2$) unter Volumenzunahme bestätigt werden. **Brucit** wurde röntgenographisch und optisch nachgewiesen.
- Eine Brucitbildung im Feinmörtel sowie an einer großen Anzahl an im F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde Weimar untersuchten Praxisbetonen mit Schäden infolge Alkalireaktion war bisher nicht nachweisbar.
16. **Taumittel** haben tendenziell einen verstärkenden Einfluss auf die Dedolomitisierung von Gesteinsmaterial.
17. Eine Zersetzung von Calciumcarbonat in Alkali-Hydroxid-Lösung unter Bildung voluminöser Reaktionsprodukte - d.h. eine **Alkali-Carbonat-Reaktion** im eigentlichen Sinne - konnte nicht nachgewiesen werden.
- Alkali-Zuschlag-Reaktionen bei Betonen mit Calciumcarbonat-Zuschlägen sind auf Alkali-Kieselsäure-Reaktionen von **reaktivem SiO_2** zurückzuführen, welches in carbonatischen Gesteinen enthalten sein kann.
18. **Kieselkalke und Kieselchiefer** sind hinsichtlich einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion als gefährdet zu betrachten. Bei Untersuchungen an Gesteinen und Feinmörteln wurde eine Lösungsreaktion der Gesteinsbestandteile Kieselkalk und Kieselchiefer nachgewiesen.
- Bei Lösungsuntersuchungen an **Gesteinsproben** aus Kieselkalk und Kieselchiefer konnte bisher keine Verstärkung der Lösungsreaktion durch **Taumittel** nachgewiesen werden.
 - Bei Lösungsuntersuchungen an **Feinmörteln**, die Gesteinsmehle aus Kieselkalk, Kieselchiefer und Opalsandstein bzw. Flint enthielten, wurde eine Verstärkung der Lösungsreaktion durch Taumittel festgestellt.
19. Die **kieselkalk- und kieselchieferhaltigen Gesteinskörnungen** aus Mittel- und Süddeutschland (MD und SD) bewirkten am Beton nach 3 Wechsellagerungszyklen von insgesamt 4,5 Monaten noch keine kritische Alkali-Kieselsäure-Reaktion.
- Im Beton waren allerdings **Anzeichen auf Schadensreaktionen** mittels rasterelektronenmikroskopischer und röntgenographischer Untersuchungen (REM/EDX) nachweisbar.
 - Anhand der Gesteinsprüfungen nach Alkali-Richtlinie waren die kieselkalk- und kieselchieferhaltigen Gesteinskörnungen MD und SD als EII-Material, d.h. bedingt brauchbar hinsichtlich Alkalireaktion zu klassifizieren.
 - Im Ergebnis der Untersuchungen nach ASTM C 289 waren die kieselkalk- und kieselchieferhaltigen Gesteinskörnungen MD und SD als gefährdet in Bezug auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion einzustufen.

20. Im **Beton** bewirkten die Taumittel insbesondere bei Wechsellagerung mit Frost-Tau-Einfluss eine Verschlechterung der Matrix und somit AKR-günstigere Bedingungen im Vergleich zum Wasserangriff.
- Unter den hier geprüften Taumitteln wirkte die u.a. auf Flughäfen eingesetzte **Natriumacetat-Lösung** fördernder auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Beton als eine NaCl-Lösung.
21. Mittels **Wechsellagerung**, die eine Klima-Simulation darstellt, kann im Labor das Auftreten einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion beschleunigt und somit die Prüfung des AKR-Widerstandes effektiver gestaltet werden als bei standardisierter Nebelkammerlagerung. Eine **Zeitersparnis von > 50 %** konnte bis zum Überschreiten der 0,6 mm/m-Grenze für Beton mit EIII-Zuschlag ermittelt werden.
22. **Wechsellagerungsprogramme** sind gut geeignet, um den gesamten in der **Praxis** zu erwartenden Schaden am Beton zu **simulieren**. In der Praxis unter mitteleuropäischen Bedingungen tritt kein Frost-Tau- oder Frost-Tausalz-Angriff isoliert auf ohne Trocknungsphasen bzw. ohne AKR-fördernde Einflüsse wie Feuchtigkeit, erhöhte Temperaturen oder Betoncarbonatisierung (z.B. bei HOZ-Beton). Jeder Mechanismus beeinflusst den jeweils anderen. Dies wird mit dem in dieser Arbeit erstmalig angewandten Klima-Simulationsprogramm realisiert.
23. Ausblickend sind für Deutschland als **Prüfverfahren** dringend zu empfehlen:
- der **Washington Hydraulic Fracture Test** als praxisrelevantestes und effektivstes Prüfverfahren für den **Frost-Tau-Widerstand** von Gesteinskörnungen für Beton sowie
 - die **Wechsellagerung** mit dem Klima-Simulationsprogramm als effektivstes Prüfverfahren für den **AKR-Widerstand** von Beton.

9 Literaturverzeichnis

1. KLENGEL, K.J.; WAGENBRETH, O.: Ingenieurgeologie für Bauingenieure. 3., bearb. Aufl. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1989
2. PATZELT, G.: Streifzüge durch die Erdgeschichte Nordwest-Thüringens. Perthes Verlag, Gotha, 1994
3. SCHUMANN, W.: Der neue BVL-Steine- und Mineralienführer. 4., überarb. Aufl. BVL, München, Wien, Zürich, 1994
4. LIEBER, W.: Calcit, Baustein des Lebens. Münchner Mineralientage Fachmesse GmbH, Oberhaching, 1990
5. LINCK, G.; JUNG, H.: Grundriß der Mineralogie und Petrographie. VEB Gustav Fischer Verlag, Jena, 1960
6. STARK, J.; WICHT, B.: Dauerhaftigkeit von Beton. Der Baustoff als Werkstoff. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar. Birkhäuser Verlag, Basel, Schweiz, 2001
7. Kalkstein für den kommunalen Straßenbau. BVL, München, Wien, Zürich, 1992
8. Natursteinkataster Thüringen. Unveröffentlichte Berichte und Qualifikationsarbeiten; Aselmeyer, G. et.al. Bauhaus-Universität Weimar, 1994-2001
9. RICHTER, D.: Allgemeine Geologie. Walter de Gruyter Verlag, Berlin, New York, 1992
10. WESCHE, K.-H.: Baustoffe für tragende Bauteile. Eigenschaften, Meßtechnik, Statistik. Bd. 1. 2., neubearb. Aufl. Bauverlag GmbH, Wiesbaden, 1977
11. NANNEN, D.; GERTIS, K.: Thermische Spannungen in Wärmedämmverbundsystemen. In: Bauphysik 6 (1984), Nr. 4, S. 130
12. PIGEON, M.: Frost Resistance: A critical look. Mohan Malhotra Symposium on Concrete Technology, ACI Spring Convention. San Francisco, USA, 1994
13. KLIEGER, P.; MONFORE, G.; STARK, D.; TESKE, W.: D-Cracking of Concrete Pavements in Ohio. Final Report No. Ohio-DOT-11-74. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 1974
14. MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M.: Concrete - Structure, Properties, and Materials. Prentice Hall, USA, 1993
15. DOMBROWSKI, K.: Frost-Tausalz-Widerstand von Straßenbeton - Untersuchungen zu D-cracking. Diplomarbeit. Bauhaus-Universität Weimar, 1996
16. MISSOURI HIGHWAY AND TRANSPORTATION DEPARTMENT, Division of Materials and Research: Investigation of Roadway Design Variables to Reduce D-Cracking, 15-Years Status Report. Missouri Cooperative Highway Research Program MCHRP-78-1A. Jefferson City, USA, 1993

17. FAGERLUND, G.: The Critical degree of Saturation Method of Assessing the Freeze/Thaw Resistance of Concrete . In: Materials and Structures 10 (1977), Nr. 58, S. 217-229
18. BLÜMEL, O.W.; SPRINGENSCHMID, R.: Grundlagen und Praxis der Herstellung und Überwachung von Luftporenbeton. In: Straßen- und Tiefbau 24 (1970), Nr. 2, S. 85-98
19. SETZER, M.J.: Mikroeislinnenbildung und Frostschaaden. IBPM - Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft, Essen, 2000
20. KIEGER, P.; STARK, D.; TESKE, W.: The Influence of Environment and Materials on D-Cracking. Final Report No. Ohio-DOT-06-78. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 1978
21. STARK, D.: The Significance of Design and Materials in D-Cracking. Final Report, Job No. 14334 (0). Construction Technology Laboratories Inc., Skokie, Illinois, USA, 1991
22. NEVILLE, A.M.: Properties of Concrete. 3., ed. Aufl. Longman Scientific & Technical, Longman Group UK. Limited Longman House, Harlow Essex, 1981
23. KANEUJI, M.; WINSLOW, D.N.; DOLCH, W.L.: The Relationship Between an Aggregate's Pore Size Distribution and Its Freeze-Thaw Durability in Concrete. In: Cement and Concrete Research 10 (1980), Nr. 3, S. 433-441
24. MARKS, V.J.; DUBBERKE, W.: Durability of Concrete and the Iowa Pore Index Test. Transportation Research Record 853. USA, 1982, S. 25-30
25. STARK, D.: Effect of Length of Freezing Periode on Durability of Concrete. PCA Research and Development Bulletin RD096T. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 1989
26. SCHWARTZ, D.R.: D-cracking of Concrete Pavements. National Cooperative Highway Research Programm. Synthesis of Highway Practice No.134. Transportation Research Board National Research Council, Washington D.C., USA, 1987
27. JANSSEN, D.J.; SNYDER, M.B.: Resistance of Concrete to Freezing and Thawing . Strategic Highway Research Program, SHRP-C-391. National Research Council, Washington D.C., USA, 1994
28. SETZER, M.; AUBERG, R.: Prüfverfahren des Frostwiderstandes von Beton. Bestimmung der inneren Schädigung - CIF-Test. In: Beton- und Fertigteiltechnik 64 (1998), Nr. 4, S. 94-105
29. SETZER, M.; HARTMANN, V.: Verbesserung der Frost-Tausalz-Widerstandsprüfung, CDF-Test-Prüfvorschrift. In: Betonwerk + Fertigteiltechnik (1991), Nr. 9, S. 73-82
30. SETZER, M.; HARTMANN, V.: CDF-Test-Prüfvorschrift. In: Betonwerk + Fertigteiltechnik (1991), Nr. 9, S. 83-86
31. ALFORD, T.E.; JANSSEN, D. J.: Calibrating the Washington Hydraulic Fracture Apparatus. 74th Annual Meeting, January 22-28. Transportation Research Board, Washington D.C., USA, 1995

32. STARK, J.; DOMBROWSKI, K.: Beurteilung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Natursteinzuschlag. Teil 1: D-cracking und Washington Hydraulic Fracture Test. In: Wissenschaftliche Zeitschrift, Bauhaus-Universität Weimar (1996), Nr. 4/5
33. JANSSEN, D.J.: Persönliche Information. 2002
34. UTGENANNT, P.: Frost Resistance of Concrete - Experiences From Three Field Exposure Sites. Proceedings Third International Conference on Concrete under Severe Conditions. Environment and Loading. Bd. 1. Banthia, N.; Sakai, K.; Gjorv, O.E., Eds.; University of British Columbia, Vancouver, Canada, 2001
35. UTGENANNT, P.: Salt-Frost-Resistance of Concrete Highway Environment. Comparison with results from SS 13 72 44, "the slab test". DRAFT 08/1999. SP National Swedish Testing and Research Institute, Borås, 1999
36. UTGENANNT, P.; PETERSON, P.-E.: Frost Resistance of Concrete Containing Secondary Cementitious Materials - Experiences from Three Field Exposure Sites. Workshop on Durability of Exposed Concrete Containing Secondary Cementitious Materials. Nordic Concrete Federation, Hirthals, Denmark, 2001
37. RØNNING, T.F.: Freeze-Thaw Resistance of Concrete. Effect of: Curing Conditions, Moisture Exchange and Materials. Dr.ing.thesis. NTNU, Trondheim, Norway, 2001
38. UTGENANNT, P.: Klimat vid fältprovplatsen ved RV 40. BTB Rapport nr.9. SP, Borås, Sverige, 1998
39. STARK, J.; LUDWIG, H.M.: Freeze-thaw and freeze-deicing salt resistance of PZ concrete containing cement rich in granulated blast furnace slag. In: ACI Materials Journal 94 (1997), Nr. 1, S. 47-55
40. BREMNER, T.W.; CARETTE, G.G.; MALHOTRA, V.M.: Role of supplementary cementing materials in concrete for the marine environment. In: Durability of Concrete: Aspects of Admixtures and Industrial By-products. Proceedings from the 2nd International Seminar on Some Aspects of Admixtures and Industrial By-products. Swedish Council for Building Research, Stockholm, Sweden, 1989, S. 23-32
41. PETERSON, P.-E.; UTGENANNT, P.: Parameters Influencing the Results When Testing the Scaling Resistance of Concrete. Proceedings of the Minneapolis Workshop on frost Damage in Concrete. Janssen, D.J.; Setzer, M.J.; Snyder, M.B., Eds.; University of Minnesota, Minneapolis, USA, 1999
42. SCHNELL, A.: Einfluß der Carbonatisierung auf den Frost-Tausalz-Widerstand von Beton mit mineralischen Zusatzstoffen. Diplomarbeit. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Fakultät Bauingenieurwesen, Bauhaus-Universität Weimar, 2000
43. GRATTAN-BELLEW, P.E.: Alkali-Silica Reaction - Canadian Experience. The Alkali-Silica Reaction in Concrete. Swamy, Ed.; Blackie, Van Nostrand Reinhold, 1992, S. 30-53
44. TSCHEGG, E.K.; ROTTER, H.; HAMMERSCHLAG, J.G.; KREUZER, H.: Alkali Aggregate Reaction in Mass Concrete. Schriftenreihe der Forschung im Verbund. Bd. 33. Österreichische Elektrizitätswirtschafts-AG, Wien, 1998

45. HOBBS, D.W.: Alkali-Silica Reaction in Concrete. Thomas Telford Ltd., London, UK, 1988
46. IDORN, G.M.: Concrete Progress. Thomas Telford, London, UK, 1994
47. FREYBURG, E.: Betonschäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR): Petrographische Ursachen und mikroskopische Diagnose. Vortrag Dyckerhoff-Forum. Wiesbaden, 1998
48. DAHMS, J.: Alkalireaktion im Beton - Vorbeugende Maßnahmen und neue Versuchsergebnisse. In: beton 44 (1994), Nr. 10, S. 588ff
49. WENZEL, D.: Zugfestigkeit von Betonzuschlag. Studienarbeit. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar, 2002
50. THAULOW, N.; HOLM, J.; ANDERSEN, K.T.: Petrographic Examination and Chemical Analysis of the Lucinda Jetty Prestressed Concrete Roadway. Ramboll & Hannemann Bulletin No.15: Alkali-Silica Reactions in Concrete. 1990
51. SIEBEL, E.; RESCHKE, T.; SYLLA, H.-M.: Alkali-Reaktion mit Zuschlägen aus dem südlichen Bereich der neuen Bundesländer, Untersuchung an geschädigten Bauwerken. In: beton 46 (1996), Nr. 5, S. 298ff
52. JOHANSEN, V.; THAULOW, N.; IDORN, G.M.: Dehnungsreaktionen in Mörtel und Beton. In: Zement-Kalk-Gips 47 (1994), Nr. 3, S. 150-155
53. TURRIZIANI, R.: Internal Degradation of Concrete: Alkali-Aggregate Reaction, Reinforcement Steel Corrosion. 8. Congress International de Quimie de Cimento. Bd. 1. Rio de Janeiro, Brasilia, 1986, S. 388-442
54. LOCHER, F.W.; SPRUNG, S.: Ursache und Wirkungsweise der Alkalireaktion. In: Betontechnische Berichte 1973 (1974), S. 101-123
55. GRUNERT, S.; HENKE, T.; GRIEGER, C.: Studie über die Reaktionsdynamik von Spätschäden an Zementbetonbauwerken. In: 11. ibausil, Tagungsband 1. Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, 1991, S. 57-63
56. STARK, J.; WICHT, B.: Anorganische Bindemittel - Zement-Kalk - Spezielle Bindemittel. Schriften der Bauhaus-Universität Weimar Nr.109. Universitätsverlag, Weimar, 1998
57. TGL 28104/17: Zemente, Zumahlstoffe, Füllerzusätze. Bestimmung der Alkalien. Verlag für Standardisierung Leipzig, 1989
58. HÄRDTL, R.; SCHIEBL, P.: Einfluß von Flugasche auf Alkalireaktion in Beton. In: Concrete Precasting Plant and Technology 11 (1996)
59. STARK, D.: Alkali-Silica-Reactivity: Some Reconsiderations. Research and Development Bulletin RD076.01T. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 1979
60. WIEKER, W.; HERR, R.: Zu einigen Problemen der Chemie des Portlandzements. In: Zeitschrift Chemie 29 (1989), Nr. 9, S. 312-327

61. DENT GLASSER, L.S.; KATAOKA, N.: Alkali-Aggregate Reaction - The Chemistry of Alkali-Aggregate Reactions. Conference on alkali-aggregate reaction in concrete. South Africa, 1981
62. BROTSCHI, J.; MEHTA, K.P.: Test Methods for Determining Potential Alkali-Silica Reactivity in Cements. In: Cement and Concrete Research 8 (1978), S. 191-200
63. GUDMUNDSON, G.; ASGEIRSSON, H.: Some Investigations on Alkali-Aggregate Reaction. In: Cement and Concrete Research 5 (1975), S. 211-220
64. URHAN, S.: Alkali Silica and Pozzolan Reactions in Concrete. Part 1: Interpretation of Published Results and an Hypothesis Concerning the Mechanism. In: Cement and Concrete Research 17 (1987), S. 141-152
65. REGOURD, M.: Annales de l'institute technique du batiment et de travaux publics. 413 (1983), Nr. 128
66. STARK, D.: Effect of Water-Cement-Ratio on Expansion Due to ASR. In: Concrete Technology Today (1995), S. 3ff
67. LARBI, J.A.; HUDEC, P.P.: A Study of Alkali-Aggregate Reaction in Concrete: Measurement and Prevention. Part II: AR in Saturated Hot and Cold NaCl-Solutions. In: Cement and Concrete Research 20 (1990), S. 73-78
68. BONZEL, J.; KRELL, J.; SIEBEL, E.: Alkalireaktion im Beton. Betontechnische Berichte, VDZ Düsseldorf. In: beton 9 (1986), S. 345-348
69. WIERIG, H.-J.; KURZ, M.: Alkalitreiben bei Dehnungsverhinderung des Betons. Mitteilungen Heft 66. Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung, Universität Hannover, 1994
70. WIEKER, W.; HERR, R.; HÜBERT, C.: Alkali-Kieselsäure-Reaktion - ein Risiko für die Dauerhaftigkeit. In: Concrete Precasting Plant and Technology 11 (1994)
71. POWERS, T.C.; STEINOUR, H.H.: An Interpretation of Some Published Researches on the Alkali-Aggregate Reaction. Part 1: The chemical reactions and mechanism of expansion. ACI Proceedings. Bd. 51. 1955, S. 497-514
72. KNUDSEN, T.; THAULOW, N.: Quantitative Microanalyses of Alkali-Silica Gel in Concrete. In: Cement and Concrete Research 5 (1975), S. 443ff
73. TAYLOR, H.F.W.: Cement Chemistry. Academic Press Ltd., London, UK, 1990
74. STRUBLE, L.; DIAMOND, S.: Swelling Properties of Synthetic Alkali-Silica Gels. In: American Ceramic Society 64 (1981), S. 652ff
75. VIVIAN, H.E.: CSIRO Bulletin. Nr. 256. Australia, 1950
76. HANSEN, W.C.: Studies Relating to the Mechanism by which the Alkali-Aggregate Reaction... . In: Journal of the American Concrete Institute 15 (1944), Nr. 3, S. 213-228
77. ILER, R.K.: The Chemistry of Silica. Wiley-Inter science, New York, USA, 1979
78. ALEXANDER, G.B.; HESTON, W.M.; ILER, R.K.: The Solubility of Amorphous Silica in Water. In: J. Physical Chemistry 58 (1954), S. 453-455

79. BARRET, P.; MENETRIER, D.; COTTIN, B.: Study of Silica-Lime Solution Reactions. In: Cement and Concrete Research 7 (1977), S. 61-68
80. HASTEAD, P.E.; LAWRENCE, C.D.: Chemistry of Cement. Proceedings 4th Symposium. Bd. 2. Washington, USA, 1960, S. 321ff
81. GREENBERG, S.A.: The Chemisorption of Calcium Hydroxide by Silica. In: J. Physical Chemistry 60 (1956), S. 325-330
82. CHATTERJI, S.; JENSEN, A.D.; Thaulow, N.; CHRISTENSEN, P.: Studies of Alkali-Silica Reactions. Part 3: Mechanisms by which NaCl and Ca(OH)₂ affect the reaction. In: Cement and Concrete Research 16 (1986), S. 246ff
83. BLANKENBURG, H.-J.; GÖTZE, J.; SCHULZ, H.: Quarzrohstoffe. 2. Aufl. Deutscher Verlag für Grundstoffindustrie, Leipzig, Stuttgart, 1994
84. FÜCHTBAUER, H.: Sedimente und Sedimentgesteine. Sedimentpetrologie Teil II. Schweizerbart'sche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart, 1988
85. HOLLEMAN, A.F.; WIBERG, E.; WIBERG, N.: Holleman-Wiberg. Lehrbuch der Anorganischen Chemie. 91-100. Aufl. Walter de Gruyter, Berlin, 1985
86. STANTON, Th.E.: Expansion of Concrete Trough Reaction Between Cement and Aggregate. Proceedings American Society of Civil Engineers. 1940, S. 1781-1811
87. HENNOCH, Th.; LUCKE, K.-H.; HEMPEL, G.: Kommentare zu StBA. 11 (1980)
88. HOFFMANN, D.; FUNKE, K.-P.: Die Infrarot-Spektroskopie als Methode zur Bestimmung der Alkaliempfindlichkeit von Betonzuschlagstoffen. In: Silikattechnik 39 (1988), Nr. 10, S. 341-344
89. FARNY, J.A.; KOSMATKA, S.H.: Diagnosis and Control of Alkali-Aggregate Reactions in Concrete. Concrete Information. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 1997, S. 15-16
90. SCHUMANN, W.: Mineralien aus aller Welt. BLV Verlagsgesellschaft mbH, München, 1995
91. TOVBORG JENSEN, S.; WØHLK, C.J.; DRENCK, K.; KROG ANDERSEN, E.: A Classification of Danish Flints etc. Based on X-Ray Diffractometry. Progress Report D. Committee on Alkali Reactions in Concrete, Copenhagen, Denmark, 1957
92. KEENE, J.B.: The Distribution, Mineralogy, and Petrography of Biogenic and Authigenic Silica from the Pacific Basin. Ph.D. Thesis. University of California, San Diego, USA, 1976
93. SEGNET, E.R.; STEVENS, T.J.; JONES, J.B.: The Role of Water in Opal. In: J. Geol. Soc. Austral. 12 (1965), S. 211
94. MIELENZ, R.C.: Petrographic Examination of Concrete Aggregates to Determine Potential Alkali Reactivity. Highway Research Board Report 18-C., S. 29-35
95. GOGTE, B.S.: An Evaluation of Some Common Indian Rocks with Special Reference to Alkali-Aggregate Reactions. In: Engineering Geology (1973), Nr. 7, S. 135-153

96. GILLOT, J.E.; DUNCAN, M.A.G.; SWENSON, E.G.: Alkali-Aggregate Reaction. IV. Character of the reaction. In: Cement and Concrete Research 5 (1973), S. 521ff
97. SIEBEL, E.; RESCHKE, T.: Alkali-Reaktion mit Zuschlägen aus dem südlichen Bereich der neuen Bundesländer. Untersuchungen an Laborbeton. In: beton 46 (1996), Nr. 12, S. 740-744
98. HÜNGER, K.-J. u.a.: Zur Identifizierung alkalischer Mineralbestandteile von Lausitzer Grauwacken mittels chemisch-mineralogischer Untersuchungsmethoden. In: Forum der Forschung. Eigenverlag, BTU Cottbus, 2002, S. 129-135
99. BURRI, C.: Petrochemische Berechnungsmethoden auf äquivalenter Grundlage (Methoden von Paul Niggli). Birkhäuser Verlag, Basel, Stuttgart, 1959, S. 47-103
100. DUNCAN, M.A.G.; SWENSON, E.G.; GILLOT, J.E.; FORAN, M.R.: Alkali-Aggregate Reaction in Nova Scotia. I. Summary of a five year study. In: Cement and Concrete Research 3 (1973), S. 55ff
101. DUNCAN, M.A.G.; SWENSON, E.G.; GILLOT, J.E.: Alkali-Aggregate Reaction in Nova Scotia. II. Field and petrographic studies. In: Cement and Concrete Research 2 (1973), S. 119ff
102. DUNCAN, M.A.G.; SWENSON, E.G.; GILLOT, J.E.: Alkali-Aggregate Reaction in Nova Scotia. III. Laboratory study and volume changes. In: Cement and Concrete Research 3 (1973), S. 233ff
103. THAULOW, N.; JACOBSEN, U.H.; CLARK, B.: Composition of Alkali Silica Gel and Ettringite in Concrete Railroad Ties: SEM-EDX and X-ray Diffraction Analyses. In: Cement and Concrete Research 2 (1996), Nr. 26, S. 309-318
104. MANTUANI, D.M.: Petrographic Aspects on Silicious Alkali Reactive Rocks. 2nd Symposium on Alkali Aggregate Reaction in Concrete. Reykjavik, Iceland, 1975, S. 87-100
105. LAGERBLAD, B.; UTKIN, P.: Silica Granulates in Concrete - Dispersion and Durability Aspect. In: CBI-Report 3 (1993), Nr. 44
106. STARK, J.: Unveröffentlichtes Gutachten. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität, Weimar, 1997
107. MARTSCHUK, V.: Unveröffentlichte Versuchsergebnisse. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar, 1998
108. SARSALE, R.: Portland-Zeolithe-Cement for Minimizing Alkali-Aggregate Expansion. In: Cement and Concrete Research 17, S. 404-410
109. STANTON, T.E.: Use of Pozzolanic Materials in Mortars and Concretes. In: ASTM Sp. Tech. Publ. 99 (1949), Nr. 178
110. GAJDA, J.: Development of a Cement to Inhibit Alkali-Silica-Reaction. Research and Development Bulletin RD 115T. Portland Cement Association, Skokie, Illinois, USA, 1996
111. MCCOY, W. J.; CALDWELL, A. G.: New Approach to Inhibiting Alkali-Aggregate Expansion. In: Journal of the American Concrete Institute 22 (1961), Nr. 9

112. JENSEN, A. D.; CHATTERJI, S.; CHRISTENSEN, P.; THAULOW, N.: Studies of Alkali-Silica Reaction. Part II: Effect of Air-Entrainment on Expansion. In: Cement and Concrete Research 14 (1984), S. 311ff
113. SHAYAN, A.; DIGGINS, R.G.; IVANUSEC, I.; WESTGATE, P.L.: Accelerated Testing of Some Australian and Overseas Aggregates for Alkali-Aggregate Reactivity. In: Cement and Concrete Research 18 (1988), S. 843-851
114. TANG, M.S.; HAN, S.F.; ZHEN, S.H.: A Rapid Method for Identification of Alkali Reactivity of Aggregate. In: Cement and Concrete Research 13 (1983), Nr. 3, S. 417-422
115. CHATTERJI, S.; JENSEN A.D.: A Simple Chemical Test Method for the Detection of Alkali-Silica Reactivity of Aggregates. In: Cement and Concrete Research 18 (1988), S. 654-656
116. CHATTERJI, S.: An Accelerated Method for the Detection of Alkali-Aggregate Reactivities of Aggregates. In: Cement and Concrete Research 8 (1978), S. 647-650
117. SALOMON, M.; GALLIAS, J.-L.; CAUDE, J.: Alcalis-réaction: Mise au point d'un essai d'autoclavage rapide et fiable par la caractérisation des granulats, Recherches CEBTP-LCPC sur l'alcalis-réaction: Techniques de mesures. In: Annales de l'institute technique du batiment et de travaux publics, Nr. 512
118. RANC, R.; DEBAY, L.: Reference Test Methods and a Performance Criterion for Concrete Structures. Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction. London, U.K., 1992, S. 824-831
119. GROSOIS, M. de; FONTAINE, E.: Performance of the 60°C-Accelerated Concrete Prism Test for the Evaluation of Potential Alkali-Reactivity of Concrete Aggregates. Proceedings of the 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction. CRIB, Quebec, Canada, 2000, S. 277-286
120. TAMURA, H.; HOSHINO, Y.; SAITO, H.: An Experiment on Rapid Identification of Alkali Reactivity of Aggregates. CAJ Review. 1984, S. 100-103
121. YOSHIOKA, Y.; DASAMI, H.; ONO, S.; SHINOZAKI, Y.: Study on a Rapid Method for Evaluation of the Reactivity of Aggregates. Proceedings 7th International Conference on Alkali-Aggregate Reactions in Concrete. Grattan-Bellew, P.E., Ed.; Noyes Publications, Ottawa, Canada, 1987
122. OBERHOLSTER, R.E.; DAVIES G.: An Accelerated Method for Testing the Potential Alkali Reactivity of Siliceous Aggregates. In: Cement and Concrete Research 16 (1986), S. 181-189
123. GRABOWSKI, E.; CZARNECKI, B.; GILLOT, J.E.; DUGGAN, C.R.; SCOTT, J.F.: Rapid Test of Concrete Expansivity Due to Internal Sulfate Attack. In: ACI Materials Journal 89 (1992), Nr. 5
124. NATESAYIER, K.; HOVER, K.C.: In-situ Identification of ASR Products in Concrete. In: Cement and Concrete Research 18 (1988), S. 455-563

125. CARSE, A.; DUX, P.F.: Development of an Accelerated Test on Concrete Prisms to Determine Their Potential for Alkali-Silica Reaction. In: Cement and Concrete Research 20 (1990), S. 869-874
126. JOHANSEN, V.; THAULOW, N.; SKALNY, J.: Simultaneous Presence of Alkali-Silica Gel and Ettringite in Concrete. In: Advances in Cement Research 17 (1993), S. 23-29
127. ANDERSEN, K.T.; THAULOW, N.: The Application of Undulatory Extinction Angles (UEA) as an Indication of Alkali-Silica Reactivity of Concrete Aggregates. Proceedings 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (sowie Ramboll & Hannemann Bulletin No.15: Alkali-Silica Reactions in Concrete). Kyoto, Japan, 1989
128. MANTUANI, D.M.: Undulatory Extinction in Quartz Used for Identifying Reactive Rocks. Proceedings 5th International Conference on Alkali-Reaction in Concrete. Cape Town, South Africa, 1981
129. MANTUANI, D.M.: Handbook of Concrete Aggregates. A Petrographic and Technological Evaluation. Noyes Publication, 1983
130. BUCK, A.D.: Alkali Reactivity of Strained Quartz as a Constituent of Concrete Aggregate. In: Cement, Concrete and Aggregate 5 (1983), Nr. 2, S. 131-133
131. BUCK, A.D.; MATHER, K.: Reactivity of Quartz at Normal Temperatures. Technical Report SL-84-12. U.S. Army Waterways Experiment Station Structures Laboratory, Vicksburg, Mississippi, USA, 1984
132. BUCK, A.D.: Petrographic Criteria for Recognition of Alkali-Reactive Strained Quartz. 7th International Conference on Alkali-Silica Reaction. Ottawa, Canada, 1987
133. SIEBEL, E.; SYLLA, H.-M.; BOKERN, J.: Einfluß von puzzolanischen Betonzusatzstoffen auf die Vermeidung einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion. In: 14. ibausil, Tagungsband 1. Bauhaus-Universität Weimar, 2000, S. 959-967
134. HERR, R.; WIEKER, W.: Chemische Effekte der Langzeit-Wärmebehandlung von Portlandzementstein und ihre Bedeutung für die Theorie der Alkali-Zuschlagstoffreaktion (AZR). In: 11. ibausil. Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar, 1991
135. DENG, M.; TANG, M.: Mechanism of Dedolomitization and Expansion of Dolomitic Rocks. In: Cement and Concrete Research 23 (1993), S. 1397-1408
136. TANG, M.S. et.al.: Studies on Alkali-Carbonate Reaction. In: ACI Materials Journal 91 (1994), Nr. 1, S. 26-29
137. WANG, H.; GILLOT, J.E.: Alkali-Carbonate Reaction: Significance of Chemical and Mineral Admixtures. In: Magazine of Concrete Research 47 (1995), Nr. 170, S. 69-75
138. MINDESS, S.; YOUNG, J.F.: Concrete. Prentice Hall; Englewood Cliffs, N. J., USA, 1981, S. 148-149
139. MEI, L.; DENG, M.; TANG, M.: Alkali-Carbonate Reaction - A Review. Proceedings of the 5th International Symposium on the Cement and Concrete. Shanghai, China, 2002

140. TANG, M.S.; LIU, Z.; HAN, S.F.: Mechanism of Alkali-Carbonate Reaction. Proceedings of the 7th International Congress on Alkali-Aggregate Reaction. Ottawa, Canada, 1986, S. 275-279
141. SWENSON, E.G.; GILLOT, J.E.: Alkali-Reactivity of Dolomitic Limestone Aggregate. In: Concrete Research (1967), Nr. 19, S. 95-104
142. POOLE, A.B.: Alkali-Carbonate Reactions in Concrete. Proceedings of the 5th International Conference on AAR in Concrete. Capetown, South Africa, 1981
143. HADLEY, D.W.: Alkali-Reactivity of Carbonate Rocks. Expansion and Dedolomitization. Bd. 40. Highway Research Board, 1961, S. 462-474
144. CARLES-GIBERGUES, A.; OLLIVIER, J.P.; FOURNIER, B.; BERUBE, M.A.: A New Approach to the Study of Alkali-Aggregate Reaction Mechanisms. Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction. Kyoto, Japan, 1989, S. 161-166
145. GERSTNER, B.; GANSER, A.; VÖLKL, J.J.: Dichtigkeitsverhalten von Zementmörteln mit Zusatz von Kalkstein- und Dolomitmehl. In: TIZ International 112 (1988), Nr. 10, S. 681
146. HUDEC, P.P.: Durability of Carbonate Rocks as Function of Their Thermal Expansion, Water Sorption, and Mineralogy . Durability of Building Materials and Components, ASTM STP 691 . Sereda, P.J.; Litvan, G.G., Eds., American Society for Testing and Materials, 1980, S. 497-508
147. GALI, S.; AYORA, C.; ALFONSO, P.; TAULER, E.; LABRADOR, M.: Kinetics of Dolomite-Portlandite Reaction. Application to Portland Cement Concrete. In: Cement and Concrete Research (2001), Nr. 31, S. 933-939
148. GRATTAN-BELLEW, P.E.; ROGERS, C.A.: Expansion Due to Alkali-Carbonate Reaction: Laboratory Prognosis Versus Field Experience. Proceedings of the 11th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction. CRIB, Quebec, Canada, 2000, S. 41-50
149. KATAYAMA, T.; OCHIAI, M.; KONDO, K.: Alkali Reactivity of Some Japanese Carbonate Rocks Based on Standard Tests. Proceedings 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction. Australia, 1996, S. 294-301
150. HOBBS, D.W.: Influence of Exposure of Concrete to Salt upon Expansion Due to ASR, SP154-26. Proceedings 2nd CANMET/ACI International Symposium. CANMET/ACI, Las Vegas, USA, 1995
151. WANG, H.; GILLOT, J.E.: The Effect of a CaCl_2 -Based Accelerator on Alkali Silica Reaction. In: Cement and Concrete Research 20 (1990), S. 369-375
152. CHATTERJI, S.; THAULOW, N.; JENSEN, A.D.: Studies of Alkali-Silica Reaction. Part 6: Practical implications of a proposed reaction mechanism. In: Cement and Concrete Research 18 (1988), S. 363ff

153. CHATTERJI, S.; THAULOW, N.; JENSEN, A.D.: Studies of Alkali-Silica Reaction. Part 4: Effect of Different Alkali Salt Solutions on Expansion. In: Cement and Concrete Research (1987), Nr. 17, S. 777-783
154. TAGUCHI, M.; CHATTERJI, S.; KAWAMURA, M.: The Specific Effect of Ions on the Rate of Alkali-Silica Reaction. In: Cement and Concrete Research (1992), Nr. 22, S. 609-611
155. HUDEC, P.P.: Effect of Deicing Salts on Deterioration and Dimensional Changes of Carbonate Rocks. Durability of Building Materials and Components, ASTM STP 691. Sereda, P.J.; Litvan, G.G., Eds., American Society for Testing and Materials, 1980, S. 629-640
156. STARK, J.: Persönliche Mitteilung. 2002
157. SNYDER, M.B.: Persönliche Mitteilungen über laufende Forschungen. Minneapolis, USA, 2002
158. STARK, J.; STÜRMER, S.: Bauschädliche Salze. Schriftenreihe der Bauhaus-Universität Weimar. Bd. 103. Bauhaus-Universität Weimar, 1996
159. VENZMER, H.: Sanierung feuchter und versalzener Wände. Verlag für Bauwesen GmbH, Berlin, 1991
160. HENNING, O.: Chemie im Bauwesen. Naturwissenschaftliches Grundwissen für Ingenieure des Bauwesens. Bd. 1. 5. Aufl. VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, 1988
161. PIGEON, M.; PLEAU, R.: Durability of Concrete in Cold Climates. Modern Concrete Technology Series. Bd. 4. E & FN SPON, London, 1995
162. SETZER, M.J.; FAGERLUND, G.; JANSSEN, D.J.: CDF-Test - Prüfverfahren des Frost-Tau-Widerstandes von Beton - Prüfung mit Taumittel-Lösung (CDF). RILEM Recommendation . In: Beton und Fertigteiltechnik 63 (1997), Nr. 4, S. 100-106
163. WESSMAN, L.: Studies of Salt-Frost-Attack on Natural Stone. Proceedings 8th International Congress on Deterioration and Conservation of Stone. Bd. 1. Berlin, 1996
164. MYERS, T.D.; DUBBERKE, W.: Iowa Pore Index Test. Interim Report. Iowa Department of Transportation, Highway Division, USA, 1980
165. DOMBROWSKI, K.: Zusätzliche Kenngrößen und Prüfverfahren für Baustoffe (Frost-Prüfverfahren, Wärmeleitfähigkeit, thermische Dilatation). Baustoffpraktikum Band 1: Physikalische Untersuchungen. Schriftenreihe des F.A. Finger-Instituts für Baustoffkunde. Bauhaus-Universität Weimar, 1999
166. BEDDOE, R.; SETZER, M.J.: A low-temperature DSC investigation of hardened cement paste subjected to chloride action. In: Cement and Concrete Research 18 (1988), Nr. 2, S. 249-256
167. KALKOWSKI, S.: Kristallisationsversuche und ihre Aussage über die Frost-Tausalz-Beständigkeit von Gesteinsprobekörpern und Gesteinskörnungen für dauerhaften Beton - Vergleich von Prüfverfahren. Studienarbeit. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar, 2002

168. KAUFMANN, J.: Experimental identification of damage mechanism in cementitious porous materials on phase transition of pore solution under frost deicing salt attack. Dissertation. EMPA Report No. 248. Dübendorf, Schweiz, 2000
169. BOLLMANN, S.; STARK, J.: Klärung der Leistungsfähigkeit von CEM II-S-Zementen (wirksame Alkalien). Auftragswerk für Heidelberger Zement AG. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde Weimar, 1997
170. RIETVELD, H.M.: A Profile Refinement Method for Nuclear and Magnetic Structures. In: J. Appl. Cryst. (1969), Nr. 2, S. 65-71
171. RIETVELD, H.M.: Line profiles of neutron powder-diffraction peaks for structure refinement. In: Acta Cryst. (1967), Nr. 22, S. 151-152
172. NOWAK, S.: Selective Trenn- und Löseverfahren zur Anreicherung von Quarz. Studienarbeit. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar, 2002
173. STARK, J.; BOLLMANN, K.: Laboratory and Field Examinations of Ettringite Formation in Pavement Concrete. In: Ettringite - The Sometimes Host of Destruction, ACI international, SP-177-12 (1999), S. 183-198
174. BOLLMANN, K.: Ettringitbildung in nicht wärmebehandelten Betonen. Dissertation. Fakultät Bauingenieurwesen der Bauhaus-Universität Weimar. dissertation.de - Verlag im Internet, Berlin, 2000
175. STARK, J.; LUDWIG, H.-M.: Frost-Tausalz-Widerstand von Beton - ein rein physikalisches Problem?. In: Wissenschaftliche Zeitschrift der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar 40 (1994), Nr. 5/6/7, S. 95-104
176. STARK, J.; LUDWIG, H.-M.: The Influence of the Type of Cement on the Freeze-Thaw and Freeze-Deicing Salt Resistance of Concrete. International Conference on Concrete under Severe Conditions "CONSEC". Sapporo, Japan, 1995
177. STARK, J.; LUDWIG, H.-M.: Influence of C₃A Content on Frost and Scaling Resistance. ACI Spring Convention. Seattle, USA, 1997
178. MÜLLER, S.: Dauerhaftigkeitsuntersuchungen an Gesteinskörnungen für Beton. Studienarbeit. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar, 2003
179. WINSLOW, D.N.: The Rate of Absorption of Aggregates. In: Cement and Concrete Research 9 (1987), Nr. 2, S. 154ff
180. DIN EN 932-3: Prüfverfahren für allgemeine Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 3: Durchführung und Terminologie einer vereinfachten petrographischen Beschreibung; Deutsche Fassung EN 932-3: 1996
181. DIN 4226-1:2001-07: Gesteinskörnungen für Beton und Mörtel. Normale und schwere Gesteinskörnungen 2001
182. Richtlinie für die Güteüberwachung von Mineralstoffen im Straßenbau: RG Min-StB 93. FGSV, 1993

183. Technische Lieferbedingungen für Mineralstoffe im Straßenbau: TL Min-StB 94. FGSV, 1994
184. DIN EN 206-1: Beton - Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität; Deutsche Fassung EN 206-1: 2000
185. DIN 1045: Beton und Stahlbeton: Bemessung und Ausführung 1988
186. DIN EN 1367-1:2000-01: Prüfverfahren für thermische und Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen. Bestimmung des Widerstandes gegen Frost-Tau-Wechsel; Deutsche Fassung EN 1367-1: 1999
187. DIN 52104: Prüfverfahren von Naturstein. Frost-Tau-Wechsel-Versuch. Verfahren N, T.1 1982/T.3 1992
188. DIN EN 1367-2: Prüfverfahren für thermische Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen. Magnesiumsulfat-Verfahren; Deutsche Fassung EN 1367-2: 1998
189. ÖNORM B 3303: Betonprüfung 1983
190. VDZ-WÜRFELVERFAHREN: Widerstand gegen Frost-Tauwechsel - Abwittern von Würfeln. DAfStb 422: Prüfung von Beton - Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048 1991
191. VERFÜGUNG V-2-95: Prüfverfahren für Beton. Festbeton. Prüfvorschrift - Bestimmung des Frost-Tausalz-Widerstandes. Landesamt für Straßenbau, Sachsen Anhalt,
192. RUNDVERFÜGUNG "STRAßENBAU": Nachweis der Frost-Tausalz-Beständigkeit von Betonerzeugnissen im Straßenbau. Fachgebiet: "Straßenbautechnik und Forschung", Nr. 13/1990. Hessisches Landesamt für Straßenbau, 1990
193. SWEDISH STANDARD SS 13 72 44: Concrete testing - Hardened concrete - Scaling at freezing 1995
194. SACHSENFROST: pers. Mitteilungen Hr. Reinhard; Dr. Rendchen, Montanzement. 1999
195. ASTM C 666-92: Standard Test Method for Resistance of Concrete to Rapid Freezing and Thawing American Society for Testing and Materials, 1992
196. ASTM C 671-94: Powers Slow Cool American Society for Testing and Materials, 1994
197. FINNISCHER STANDARD SFS 5447: Concrete. Durability. Freeze-thaw resistance 1988
198. FINNISCHER STANDARD SFS 5449: Concrete Durability. Frost-salt resistance 1988
199. ASTM C 672-92: Standard Test Method for Scaling Resistance of Concrete Surfaces Exposed to Deicing Chemicals American Society for Testing and Materials, 1992
200. ZTV-W: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau für Schutz und Instandsetzung der Betonbauteile von Wasserbauwerken (Leistungsbereich 219) 1997
201. CAN/CSA A23.1: Concrete Materials and Methods of Concrete Construction Toronto: Canadian Standards Association, 1994

202. DAfStb - RICHTLINIE: Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton. Alkali-Richtlinie. Deutscher Ausschuß für Stahlbeton - DAfStb im DIN Deutschen Institut für Normung e.V., Berlin, 2001
203. ASTM C 289-94: Standard Test Method for Potential Reactivity of Aggregates. Chemical Method American Society for Testing and Materials, 1994
204. MFPA WEIMAR: Bestimmung der Alkalireaktion von schweren Zuschlägen, T. 1 und T. 3
205. N.F. P 18 587: Normalisation Francaise Granulats, stabilité dimensionnelle en milieu alcalin. Essai sur béton. AFNOR, 1990
206. CAN/CSA A23.2-14A: Potential Expansivity of Aggregates. Procedure for Length Change due to Alkali-Aggregate Reaction in Concrete Prisms Canadian Standards Association, 1990
207. ASTM C 1293-95: Standard Test Method for Concrete Aggregates by Determination of Length Change of Concrete Due to Alkali-Silica Reaction American Society for Testing and Materials, 1995
208. ASTM 1260-94: Standard Test Method for Potential Reactivity of Aggregates. Mortar-Bar Method American Society for Testing and Materials, 1994
209. ASTM C 227-90: Standard Test Method for Alkali Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method). American Society for Testing and Materials, 1990
210. ASTM C 586-86: Standard Test Method for Potential Reactivity of Carbonate Rocks for Concrete Aggregates (Rock Cylinder Method). American Society for Testing and Materials, 1986
211. ASTM C 511-93: Specification for Moist Cabinets, Moist Rooms, and Water Storage Tanks Used in the Testing of Hydraulic Cements and Concretes. American Society for Testing and Materials, 1993
212. ASTM C 88-90: Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate. American Society for Testing and Materials, 1990
213. DIN 52102: Bestimmung von Dichte, Trockenrohdichte, Dichtigkeitsgrad und Gesamtporosität, Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen 1988
214. DIN 52103: Bestimmung von Wasseraufnahme und Sättigungswert, Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen. 1988
215. DIN EN 1097-6: 2001-01: Prüfverfahren für mechanische und physikalische Eigenschaften von Gesteinskörnungen - Teil 6: Bestimmung der Rohdichte und der Wasseraufnahme; Deutsche Fassung EN 1097-6: 2000
216. DIN 51111: Kristallisationsversuch, Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen 1999
217. DIN 52106: Beurteilungsgrundlagen für die Verwitterungsbeständigkeit, Prüfung von Naturstein 1972

- 218. DIN 52101: Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen, Probenahme 1988
- 219. BLAUTEST MIT METHYLENBLAU FÜR FÜLLER: Anpassung an französische Norm N.F. P 18/592
- 220. DIN EN 933-9: Prüfverfahren für geometrische Eigenschaften von Gesteinskörnungen, Teil 9: Beurteilung von Feinanteilen, Methylenblau-Verfahren; Deutsche Fassung EN 933-9: 1998
- 221. DIN EN 12370: Bestimmung des Widerstandes gegen Kristallisation von Salzen, Prüfung von Naturstein; Deutsche Fassung EN 12370: 1999
- 222. ZTV BETON-STB 01: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Betonstraßen, 2001
- 223. ASTM C 143: Slump of Hydraulic Cement Concrete
- 224. ASTM C 231: Air Content of Freshly Mixed Concrete
- 225. ASTM C 39: Compressive Strength of Cylindrical Specimens
- 226. ASTM C 469: Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ration of Concrete in Compression

10 Anhang

ANHANG 1: Prüfverfahren zur Materialcharakterisierung

Gliederung nach DIN-Nummer, nicht-DIN-Prüfungen alphabetisch nachfolgend.

DIN 52102: Rohdichtebestimmung

Die Rohdichte der Gesteinsproben wurde in Abhängigkeit der Form der Probekörper nach DIN 52102 bestimmt. Bei regelmäßig geformten Probekörpern wurde das Volumen über das Ausmessen der Proben und die Masse durch Wägung ermittelt. Die Dichte ergab sich aus dem Quotienten aus Masse und Volumen. Für unregelmäßig geformte Proben (Würfel mit fehlenden Ecken und schrägen Kanten) fand das Auftriebsverfahren nach DIN 52102 Anwendung. Es wurden nach Möglichkeit 5 Probekörper mit einer Gesamtmasse von ca. 500 – 900 g untersucht.

DIN 52103: Bestimmung von Wasseraufnahme und Sättigungswert

Entsprechend DIN 52103 wurde die Wasseraufnahme der Probekörper bestimmt, indem die Proben nach Vorschrift bis zur Massekonstanz bei 110°C getrocknet sowie bis zur Massekonstanz unter Wasser bei Atmosphärendruck gelagert wurden. Über die Trocken- und Feuchtmasse konnte die Wasseraufnahme und der Wasseraufnahmegrad errechnet werden. Der Sättigungswert ergab sich aus der Wasseraufnahme unter Atmosphärendruck und der Wasseraufnahme unter Vakuum. Wasseraufnahmegrade $< 0,5 \%$ und Sättigungswerte $< 0,75$ sind die Kriterien für verwitterungsbeständige Gesteine nach DIN 52106. Es wurden nach Möglichkeit 5 Probekörper mit einer Gesamtmasse von ca. 500 – 900 g untersucht.

Blautest mit Methylenblau, Anpassung an französische Norm N.F. P 18/592

Durchgeführt wird der Test an einer auf mindestens 10 000 Blaine aufgemahlenen Probe (100 g getrocknetes Material sowie 5 Tropfen Essigsäure). 30 g des Materials werden in 200 ml destilliertes Wasser gegeben und mit einem Teflon-Rührer gut verrührt. Die Methylenblaulösung (MBL, Konzentration: 10 g/l) wird dabei nach Vorschrift 5 ml-weise zugegeben. Nach jeder Zugabe erfolgt ein Tüpfeltest. Hierbei wird mit einem Glasstab ein Tropfen auf ein Filterpapier gegeben, wobei ein 8 - 12 mm großer blauer Fleck, welcher von einer farblosen feuchten Zone umgeben ist, entsteht. Dies ist solange durchzuführen, bis sich die Randzone blau färbt. Der Test gilt als beendet, wenn sich ohne weitere Zugabe von Methylenblau, unter kontinuierlichem Rühren und bei minütlich wiederholtem Tüpfeltest die Färbung noch nach 5 Minuten bestätigt. Die verbrauchte Methylenblau-Lösungsmenge wird festgehalten und unter Verwendung von Gleichung 10-1 kann ermittelt werden, ob der festgelegte Grenzwert von $VB \leq 1,2 \text{ g/100 g}$ Probe eingehalten wurde. Dieser Grenzwert wurde für Kalksteinfüller festgelegt und soll hier lediglich als Richtwert dienen.

Gleichung 10-1

$$VB = V \cdot 0,033$$

mit	VB	-	Blauwert in ml Methylenblaulösung/100 g Gesteinsmehl
	V	-	Volumen der eingebrachten Blaulösung vor Auftreten einer Verfärbung

ANHANG 2: Frost- und Frost-Tausalz-Prüfverfahren

DIN EN 1367-2: Prüfverfahren für thermische Eigenschaften und Verwitterungsbeständigkeit von Gesteinskörnungen; Magnesiumsulfattest

Zwei ca. 500 g-Proben (Fraktion 10/14) bzw. 800 g-Proben (Fraktion 14/20) eines jeden Materials werden nach dem Waschen, Sieben, Trocknen und einer anschließenden Kontrollsiebung zu je $(420 \pm 0,1)$ g – $(430 \pm 0,1)$ g bzw. $(600 \pm 0,1)$ g – $(630 \pm 0,1)$ g Einzelproben M_1 in Drahtkörbe (entsprechend DIN EN 1367-2) eingewogen. Die Körbe sind in Behälter mit Magnesiumsulfat-Lösung (1500 g Kristallsalz auf 3 Liter z.B. deionisiertes Wasser) vollständig (20 mm Überdeckung und je 20 mm Flüssigkeitszone zwischen Korb und Seitenwänden bzw. Salzkruste) für $(17 \pm 0,5)$ h einzuhängen und abzudecken. Danach und nach einer Abtropfphase von $(2 \pm 0,25)$ h sind die im Korb befindlichen Materialien für (24 ± 1) h bei $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ zu trocknen und in einer Zeit von $(5 \pm 0,25)$ h auf $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ Laboratoriumstemperatur im Exsikkator abzukühlen. Nach erforderlicher Wiederherstellung der Qualität der Lösung erfolgt der nächste Eintauch- und Trockenvorgang. Nach insgesamt 5 Eintauch- und Trocknungsphasen von je (48 ± 2) h wird das Material mit Leitungswasser entsprechend DIN EN 1367-2 gewaschen und die Masse des Siebrückstandes $M_2 < 10$ mm ermittelt. Der Magnesiumsulfat-Wert MS ergibt sich folgendermaßen (Gleichung 10-2):

Gleichung 10-2:

$$\text{MS} = \frac{100 (M_1 - M_2)}{M_1}$$

mit M_1 - Ausgangsmasse der Einzelprobe M_1 auf $\pm 0,1$ g
 M_2 - die endgültige Masse des Rückstandes der Gesteinskörnung auf dem 10-mm-Sieb nach dem Versuch auf $\pm 0,1$ g

Aus den MS-Werten beider Proben wird der Mittelwert ermittelt und auf die nächste ganze Zahl gerundet.

DIN EN 12370, Bestimmung des Widerstandes von Natursteinen gegen Kristallisation von Salzen, Natriumsulfattest

In den Versuchen nach DIN EN 12370 werden die bis zur Massekonstanz getrockneten 6 Probewürfel (40 ± 1) mm bei Raumtemperatur $(20 \pm 0,5)^\circ\text{C}$ in 14 %ige Natriumsulfatlösung (Prüflösung) getaucht (2 Stunden) und anschließend für mindestens 16 h bei $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$ getrocknet, bevor sie innerhalb von $(2 \pm 0,5)$ h wieder auf Raumtemperatur abgekühlt und erneut getränkt werden. Nach DIN EN 12370 werden 15 Wechselbeanspruchungen durchgeführt, und nach jedem Wechsel der Masseverlust der Probekörper bestimmt. Nach dem letzten Wechsel wurden die Probekörper auf Veränderungen hinsichtlich der Beschaffenheit untersucht und der Gesamtmasseverlust der Probekörper (nach sorgfältigem Waschen, Verlust auf die Trockenmasse der Probe bezogen) ermittelt.

DIN 52104 Teil 1: Frost-Tauwechsel-Versuch; Verfahren A: Frostbeanspruchung an Luft, Gesteinswürfel

Die Frostuntersuchungen wurden nach DIN 52104 Verfahren A (Frostbeanspruchung an Luft, Probekörper in regelmäßiger Form) durchgeführt. Hierfür sind die 5 erforderlichen Probekörper (nass heraus gearbeitete Würfel mit einer Kantenlänge von (40 ± 2) mm und (50 ± 2) mm, bei unterschiedlichen Varietäten des Gesteins je Varietät 5 Probekörper) von losen Teilen zu befreien und nach 24 Stunden Trocknung bei $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ einer Wassertränkung zu unterziehen (in geeigneten Gefäßen; Atmosphärendruck; luftfrei gekochtes, vollentsalztes Wasser bei $+20$ bis $+25^\circ\text{C}$; min. 10 mm Überdeckung).

Die Befrostung nach DIN 52104 (Verfahren A) findet im Kälteschrank bei einer Temperatur von -20°C ($-22^\circ\text{C} \leq x \leq -15^\circ\text{C}$) über mindestens 4 Stunden statt. Danach werden die Proben eine Stunde lang bei gleichbleibender Temperatur von $(20 \pm 3)^\circ\text{C}$ unter Wasserbedeckung gelagert. Nach dem Abtropfen wird der Vorgang wiederholt. Die Proben werden nach der festgelegten Anzahl an Frost-Tau-Wechseln auf optische Veränderungen und Gewichtsverlust untersucht. Nach DIN 4226 galt bisher als Kriterium für Materialien (grobe Natursteinzuschläge für Beton) mit einem Widerstand gegen Frost bei starker Durchfeuchtung und besonderen Anforderungen ein Masseverlust $\leq 2\%$ nach 10 Frost-Tau-Wechseln (FTW). Die ZTV Beton StB 01 gibt für Natursteinzuschläge mit erhöhtem Widerstand gegen Frost (eFT) als Grenzwert einen maximalen Masseverlust von 1% vor. Es wurden nach Möglichkeit 5 Probekörper mit einer Gesamtmasse von ca. 500 – 900 g untersucht.

DIN 52104 Teil 1: Frost-Tau-Wechselversuch; Verfahren N: Frostbeanspruchung unter Wasser, Gesteinskörnungen

Das gewaschene und getrocknete Material wird in die Prüfbehälter eingewogen. Anschließend wird der Behälter mit der Prüflösung (Wasser) aufgefüllt (Mindestüberdeckung des Zuschlages von 2 cm). Danach erfolgt eine Wassertränkung des eingewogenen Materials unter Atmosphärendruck für 24 Stunden. In dem nun folgenden Befrostungsprozess werden innerhalb von ca. 10 Tagen 10 Frost-Tau-Wechsel durchgeführt ($+20$ bis $-17,5^\circ\text{C}$). Hierbei werden die geschlossenen, mit Zuschlag und Prüflüssigkeit gefüllten Behälter in einer Klimatruhe platziert und an Luft eingefroren bzw. unter Wasser aufgetaut (d.h. die Klimatruhe wird mit Wasser geflutet). Der zu ermittelnde Parameter ist der Gewichtsverlust, anzugeben in Gew.-%. Die Ermittlung des Gewichtsverlustes erfolgt entsprechend Gleichung 10-3.

Gleichung 10-3:

$$m_g = \frac{m_0 - m_e}{m_0} \cdot 100\%$$

mit:

m_0	-	Ausgangsmasse der getrockneten Probe in g ¹⁴
m_e	-	Masse der Probe nach dem Test (getrocknet) in g
m_g	-	Gewichtsverlust in Gew.-%

¹⁴ Fraktion 8/16 mind. 2000 g; Fraktion 16/22 mind. 4000 g, je 3 Versuche

Die Masse m_e wird ermittelt, indem nach der Prüfung die Probe über einem Sieb mit der halben Lochweite der unteren Prüfkorngröße von Hand nass abgesiebt wird. Bei den hier verwendeten Fraktionen 8/16 bzw. 16/22 wird demzufolge das auf dem 4 mm bzw. dem 8 mm Sieb verbleibende Material getrocknet und gewogen.

DIN 52104 Teil 3: Frost-Tau-Wechselversuch; Prüfung von Naturstein und Gesteinskörnungen; Prüfung von Gesteinskörnungen mit Taumitteln, NaCl-Lösung

Der Versuchsablauf entspricht dem Teil 1 der DIN 52104. Als Prüflüssigkeit kommt hierbei allerdings eine 1 %ige NaCl-Lösung zur Anwendung.

DIN 52111: Kristallisationsversuch, Verfahren A mit Na_2SO_4 -Lösung

In den Versuchen wurden die bis zur Massekonstanz getrockneten Probekörper (würfelförmige Probekörper mit der Kantenlänge (40 ± 2) mm und (50 ± 2) mm) bei Raumtemperatur mit gesättigter Natriumsulfatlösung als Prüflösung getränkt, d.h. 1 Stunde halb eingetaucht und 3 Stunden unter Wasserbedeckung, anschließend bei 110°C getrocknet, wieder auf Raumtemperatur abgekühlt und erneut getränkt. In der Regel werden nach DIN 52111-A insgesamt 10 Wechselbeanspruchungen durchgeführt, und nach jedem Wechsel wird für die Probekörper der Masseverlust bestimmt. Nach dem letzten Wechsel werden die Veränderungen in der Beschaffenheit der Probekörper festgestellt und der Gesamtmasseverlust der Probekörper (auf die Trockenmasse der Probe bezogen) ermittelt. Es wurden nach Möglichkeit 5 Probekörper mit einer Gesamtmasse von ca. 500 – 900 g untersucht.

Amerikanischer Washington Hydraulic Fracture Test, Wasser

Prinzip

Nach dem Erfassen von Masse und Stückzahl des vorbehandelten, gewaschenen und getrockneten Materials (ca. 3 kg; je nach Korngröße ab ca. 250 Körner pro Füllung) erfolgt ein dichtes Einfüllen des Materials in die Druckkammer. Nach dem dichten Verschließen findet der Füllvorgang mit Leitungswasser bei gleichzeitiger Entlüftung statt.

Durch das unter Druck eingebrachte Wasser baut sich ein Druckunterschied von bedeutender Größe zwischen Innen- und Außenseite der Zuschläge auf. Verantwortlich für eine Zerstörung der Zuschläge und somit dem Simulieren des D-cracking im Test ist der Entlastungsdruck, mit welchem das Wasser nach einer Druckbeaufschlagung von ca. 7935 kPa (1150 psi) die Kammer in ca. 0,02 s verlässt.

Der Wert für die Druckbeaufschlagung resultiert aus dem bekannten Zusammenhang zwischen Druck und kritischem Porenradius, welcher in der Washburn-Gleichung (Gleichung 10-4) dargestellt wird /27/.

Gleichung 10-4:

$$P = 4\sigma \cos\theta/d$$

mit:	σ	-	Oberflächenspannung des Wassers
	θ	-	Benetzungswinkel (0° für Wasser)
	d	-	Porendurchmesser
	P	-	Druck

Demnach ist es möglich, mit Drücken zwischen 1450 kPa und 7240 kPa Poren im kritischen Porendurchmesserbereich zu erfassen, d.h. das Wasser dringt in immer kleinere Poren, bis hin zu 0,04 bis 0,2 µm Durchmesser, ein und komprimiert die darin befindliche Luft. Wenn der äußere Druck nach einer Haltezeit schlagartig abgebaut wird, drückt die in den Poren befindliche Luft das Wasser wieder aus den Zuschlägen heraus und simuliert somit den hydraulischen Druck, wie er bei Frost- und Tauwechselfvorgängen in Betonzuschlägen erwartet wird. Risse in den Zuschlägen treten auf, wenn der Druck in den Poren nicht schnell genug entlastet werden kann und das Material nicht in der Lage ist, den hohen internen Druck elastisch auszugleichen.

Geräte und Hilfsmittel

Der **Druckapparat** besteht aus einer drehbar gelagerten Kammer, welche ungefähr 3200 g Material aufnehmen kann und einem Druck von 10 000 Pa (1500 psi) standhält. An den Apparat sind eine Druckgasquelle (Stickstoff) sowie ein Druckregler mit Anzeige (mindestens bis 10 000 Pa) angeschlossen. Die Druckkammer ist mit entsprechenden Ventilen versehen, welche die Anwendung von Druck (Druckventil), eine schnelle Druckentlastung (Druckentlastungsventil), das Füllen mit Wasser (Füllventil) und das Abfließen des Wassers (Drainageventil) erlauben.

Zur Vorbehandlung werden die Zuschläge mit **Hydrophobierungsmittel** getränkt. Diese Prozedur ist besonders bei Materialien mit einer schnellen Wasseraufnahme notwendig, welche bei den Tests zu fehlerhaften Ergebnissen /27, 179/ führen kann. Die Rissanfälligkeit würde hierbei stark herabgesetzt werden, da nicht mehr genügend Luft im Zuschlagkorn verbleibt, welche nach einer Kompression einen den hydraulischen Druck simulierenden Effekt erzeugt. Durch die Hydrophobierungsmaßnahme wird die Absorptionsrate herabgesetzt und somit dieses Problem beseitigt. Die Silanlösung /27/ bewirkt ein Herabsetzen des Kontaktwinkels Wasser/Feststoff in den Zuschlagporen. Der Porenradius allerdings wird nicht beeinflusst. Diese Silanbehandlung hat keine Auswirkungen auf das Verhalten von Zuschlägen mit einer niedrigen Absorptionsrate im Test.

Weiterhin sind zur Vorbehandlung der Proben Labortrockenschränke, Siebsätze, Präzisionswaagen und ein Rotierapparat (vergleichbar mit einem Homogenisierer) erforderlich.

Test

Da es sich um eine Materialprüfung handelt, welche in den Vereinigten Staaten entwickelt und durchgeführt wurde, kommt aufgrund eines anderen Maßsystems z.B. die Fraktion 12,5 - 19 mm zur Anwendung.

Zu Beginn des Testes werden von den entsprechend vorbereiteten Zuschlägen die Masse m_0 und Stückzahl n_0 erfasst. Nach 10 Druckentlastungen, welche nach einem genau vorgeschriebenen Regime ausgeführt werden, ermittelt man die Masse und die Anzahl der Teile $> 9,5$ mm und $> 4,75$ mm. Die Werte werden als m_i , n_i sowie als m_{4i} und n_{4i} festgehalten, wobei „i“ die Anzahl der Druckentlastungen darstellt.

Der Prozess wird mit dem Material $> 9,5$ mm solange wiederholt, bis eine Anzahl von insgesamt 50 Druckentlastungen erreicht wird.

Berechnungen

Der prozentuale Bruchanteil Fp_i stellt die wichtigste Zahl in den Testergebnissen dar /31/ (Gleichung 10-5). Er wird benutzt für die Berechnung des **Hydraulic Fracture Index (HFI)**, in welchem die Anzahl der Zyklen ausgedrückt wird, die notwendig sind, um 5 % Bruch zu erzeugen.

Gleichung 10-5:

$$Fp_i = 100 (n_{4i} \cdot 0,5 + n_i - n_0) / n_0$$

mit	Fp_i	-	Prozent Bruch nach i Druckzyklen
	n_{4i}	-	Anzahl der Stücke, die das 9,5 mm Sieb passieren und auf dem 4,75 mm liegen bleiben nach i Druckzyklen
	n_i	-	Anzahl der Stücke, die auf dem 9,5 mm Sieb erhalten bleiben nach i Druckzyklen
	n_0	-	Ausgangsanzahl der getesteten Stücke

Falls nach 50 Druckzyklen die 5 % Bruch nicht erreicht wurden, berechnet man den HFI durch Extrapolieren von den Brüchen bei 0 Zyklen zur Menge der Brüche bei 50 Zyklen (Gleichung 10-6).

Gleichung 10-6:

$$HFI = 50 (5 / FP_{50})$$

mit	FP_{50}	-	prozentuale Bruchzahl nach 50 Druckzyklen
-----	-----------	---	---

Falls 5 % in 50 oder weniger Zyklen erreicht wurden, berechnet man den HFI als lineare Interpolation der Anzahl der Zyklen, die 5 % Bruch erzeugten (Gleichung 10-7).

Gleichung 10-7:

$$HFI = A + 10 [(5 - FP_A) / (FP_B - FP_A)]$$

mit	A	-	Anzahl der Zyklen genau vor Erreichen von $Fp_i = 5$ %
	FP_A	-	Prozent Bruch genau vor Erreichen von $Fp_i = 5$ %
	FP_B	-	Prozent Bruch genau nach Erreichen von $Fp_i = 5$ %

ASTM C 666

Procedure A: Schnelles Frieren und Tauen in Wasser

Die senkrecht in Behältern gelagerten Betonprüfkörper, d.h. Balken von 250 mm x 100 mm x 75 mm, werden mit mindestens 1 und maximal 3 mm Wasser überdeckt. In einer Klimatruhe werden dann die Frost-Tau-Wechsel (-17,8 - +4,4°C) durchgeführt, wobei der Gefrier- bzw. Tauprozess in mindestens 2 und maximal 5 Stunden ablaufen muss. Nach einer bestimmten Anzahl an Frost-Tau-Wechseln werden Messungen zur Bestimmung des dynamischen E-Moduls und der Längenänderung (axial) durchgeführt. Es werden ca. 2 - 4 FTW pro Tag durchgeführt, bis insgesamt 300 FTW oder 60 % des dynamischen E-Moduls bzw. 10 % Längenänderung erreicht sind.

Procedure B: Schnelles Frieren an Luft und Tauen in Wasser

Bei diesem Verfahren müssen die Probekörper in der Gefrierphase vollständig von Luft und in der Tauphase vollständig von Wasser umhüllt sein. Ansonsten ist das Prinzip des Verfahrens dem von Procedure A gleichzusetzen. Mitunter werden 350 anstelle von 300 FTW durchgeführt.

CDF- und CIF-Verfahren

Ein Verfahren zur Untersuchung des Frost-Tausalz-Widerstandes ist das CDF-Verfahren (Capillary Suction of Deicing Chemicals and Freeze-Thaw-Test nach SETZER und HARTMANN /29, 30/). Hierbei dient der Masseverlust, der infolge der Oberflächenabwitterung zu verzeichnen ist, als Prüfkriterium.

Versuchsprinzip

Die Betonprobewürfel mit 15 cm Kantenlänge werden nach dem Entschalen, d.h. nach 24 h bis zum 7. Tag unter Wasser gelagert. Nach einer Teilung der Würfel erfolgt bis zum 28. Tag eine Lagerung unter Laborklima (20°C/65 % rel. Luftfeuchte). Zum kapillaren Saugen werden die an den Seiten abgedichteten Probekörper für 7 Tage bei 20°C in eine 3 %ige NaCl-Lösung gegeben. Im Kältebad erfolgt anschließend ein Frost-Tau-Wechsel pro 12-Stunden Zyklus. Innerhalb von vier Stunden wird die Temperatur mit 10 K/h von +20°C auf -20°C abgesenkt. Nach einem 3-stündigen Halten der Temperatur auf konstant -20°C, wird die Temperatur in weiteren vier Stunden mit 10 K/h wieder auf +20°C gebracht und 1 Stunde konstant gehalten.

Nach 4, 10, 14, 18, 24 und 28 Frost-Tau-Wechseln wird entsprechend der Prüfvorschrift (Verwendung eines Ultraschallbades) die Abwitterung, d.h. die Masse der von der Befrostungsfläche gelösten Betonbestandteile, bestimmt. Als CDF-Abnahmekriterium für einen erhöhten Frost-Tausalz-Widerstand gilt eine maximale mittlere Abwitterung von 1500 g/m² nach 28 FTW.

Die Beanspruchungsfläche des beliebig geformten Probekörpers sollte möglichst eben sein. Hierfür ist die Fläche zu wählen, die auch bei der natürlichen Frost-Tausalz-Belastung beansprucht wird. Die Mindestfläche für eine Prüfung beträgt 800 cm².

ANHANG 3: AKR-Prüfverfahren

Prüfung der Gesteinskörnungen nach Alkali-Richtlinie

Nach der Alkali-Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton erfolgt die Prüfung von Zuschlag auf alkaliempfindliche Bestandteile nur am Material > 1 mm. Für die Prüfung wird die Gesteinskörnung durch Siebung in einzelne Prüfkornklassen zerlegt. Die Prüfung erfolgt in Abhängigkeit der Massenanteile der jeweiligen Prüfkornklasse (Tabelle 10-1).

Tabelle 10-1: Prüfkornklassenabhängige Prüfung, Details

Prüfkornklasse	Prüfung an	Konzentration der Natronlauge	Mindest-Prüfgutmenge
Prüfkornklasse 1 - 4 mm	gesamter Prüfkornklasse	4 %	400 g
Prüfkornklasse > 4 mm	aussortierten Opalsandsteinen, Kieselkreiden und fraglichen Bestandteilen	10 %	4/8: 400 g 8/16: 2000 g 16/32: 5000 g

Prüfkornklasse 1 - 4 mm

Bei der Prüfung von Gesteinskörnungen hinsichtlich ihrer AKR-Gefährdung werden die zu untersuchenden, genau auf 0,1 g eingewogenen und in einem Becherglas im Trockenschrank auf $(110 \pm 5)^\circ\text{C}$ erhitzten Prüfkornklassen 1-2 mm und 2-4 mm mit heißer $(90 \pm 2)^\circ\text{C}$, 4 %iger Natronlauge versetzt. Nach vorgegebener Prüfzeit von 60 Minuten in einem Wasserbad $(90 \pm 2^\circ\text{C})$ und Umrühren der Probe nach 15, 30 bzw. 45 Minuten ist die Natronlauge innerhalb einer Minute zu dekantieren und das Becherglas mit kaltem Leitungswasser aufzufüllen. Die Gesteinskörnung ist über einem Sieb (in Abhängigkeit der Korngröße) zu waschen, bis das Waschwasser klar ist und keine nennenswerten Bestandteile an Natronlauge mehr enthält (keine Färbung mit Phenolphthalein). Über den Masseverlust (Trockenmasse auf 0,1 M.-% gerundet) infolge gelöster und zerfallener Zuschlagbestandteile wird das Material entsprechend Abschnitt 2 der Richtlinie Teil 2 bewertet.

Prüfkornklassen > 4 mm

Gesteinsmaterialien über 4 mm werden erst einer petrographischen Analyse unterzogen, d.h. aus der zu prüfenden, auf 0,1 g eingewogenen Prüfkornklasse werden alle alkaliunempfindlichen Gesteine aussortiert und ebenfalls gewogen. Vom Rest, d.h. den alkaliempfindlichen und den fraglichen Bestandteilen, werden die Flinte abgetrennt.

Die Mengen der alkaliempfindlichen Kieselkreiden und Opalsandsteine einschließlich der fraglichen Bestandteile sowie die Mengen der Flinte werden bestimmt und ihre Anteile auf die Einwaage bezogen angegeben.

Die Reaktivität des in der Gesteinskörnung enthaltenen Flintes F_K wird über dessen Rohdichte ρ_m abgeschätzt. Dabei wird der Anteil an reaktionsfähigem Flint F_R aus dem Gehalt an Flint in der Prüfkornklasse F_K wie folgt berechnet (Gleichung 10-8):

Gleichung 10-8:

$$F_R = \left(\frac{F_K \cdot 8,67}{\rho_m} - 3,33 \right) \quad [\text{M.-%}]$$

Die als Opalsandstein, Kieselkreide oder fraglich eingestuften Bestandteile sind im weiteren Versuch mit heißer, 10 %iger Natronlauge analog der Prüfkornklassen 1 - 4 mm zu prüfen. Hierbei wird der Masseverlust sowie der Anteil der erweichten Bestandteile erfasst. Letzteres erfolgt mittels Ritzversuch mit einer Stahlnadel an den einzelnen noch feuchten Körnern, die beim Test mit Natronlauge nicht zerfallen sind. Die Bewertung ist wiederum entsprechend Abschnitt 2 der Richtlinie durchzuführen.

Prüfung der Gesteinskörnungen nach ASTM C 289

Dieser Test zur Bestimmung der Alkaliempfindlichkeit von Zuschlägen sollte in Verbindung mit anderen Tests genutzt werden. Das Testmaterial ist für den Versuch nach ASTM C 289 auf eine Fraktion von $< 300\ \mu\text{m}$ aufzumahlen. Durch Waschen ist die Fraktion $< 150\ \mu\text{m}$ abzutrennen. Die gesäuberte Probe wird (20 ± 4) h bei $(105 \pm 5)^\circ\text{C}$ getrocknet. Die nach dem Abkühlen nochmals über $150\ \mu\text{m}$ abgesiebte Probe wird augenscheinlich auf Sauberkeit geprüft. Von der sauberen und trockenen Probe sind in 3 Behälter jeweils $(25 \pm 0,05)$ g einzufüllen und mit 25 ml 1 N NaOH-Lösung zu versetzen. Die 3 geschlossenen Behälter sowie ein Behälter mit einer Probe der Lösung sind anschließend im Wasserbad bei $(80 \pm 1)^\circ\text{C}$ für $(24 \pm \frac{1}{4})$ h zu lagern. Nach dem Abkühlen auf unter 30°C ist die Lösung von der Probe zu trennen und quantitativ auf gelöstes SiO_2 (S_c in mmol/l) zu untersuchen. Weiterhin ist die Reduzierung der Alkalität (R_c in mmol/l) gegenüber der Ausgangslösung zu ermitteln. Auf der Basis dieser Testergebnisse, der Dehnung von Mörtelbalken mit alkalireichem Zement, petrographischer Analysen und dem Verhalten der Materialien in der Praxis wurde ein Diagramm erstellt, anhand dessen durch Eintrag von S_c und R_c das Material in harmlos, potentiell schädigend und schädigend eingeteilt werden kann. An potential schädlichen Materialien sind weitere Untersuchungen durchzuführen.

Prüfung des Betons: Nebelkammerverfahren nach der Alkali-Richtlinie

In Deutschland kommt zur Untersuchung der Alkali-Reaktivität von Zuschlägen das **Nebelkammerverfahren nach der Alkali-Richtlinie** zur Anwendung. Hierbei wird der zu untersuchende Zuschlag zu Mörtel- (40 mm x 40 mm x 160 mm) bzw. Betonprobekörpern (100 mm x 100 mm x 500 mm bzw. Würfel mit der Kantenlänge von 300 mm) verarbeitet. Nach einem Tag Lagerung bei 20°C und 100 % r.F. werden die Proben in der Nebelkammer bei 40°C und mindestens 99 % r.F. (meist Nebel) eingelagert. Über einen Zeitraum von 9 Monaten werden dann regelmäßig (nach 1, 7, 28 Tagen und danach monatlich) Dehnungsmessungen durchgeführt.

ANHANG 4: Wertetabellen

Tabelle 10-2: Materialdaten, Gesteinskörnungen USA, Werte ermittelt in: Deutschland (D); USA (US; /33, 157/)

Material	Gesteinsbestandteile	Kornform	erwartete Dh (US-Praxis)	Fraktion in D-Tests	ρ in g/cm ³	ρ_0 g/cm ³	Porosität berechnet, total in %	MBT in mlMBL/100 g P.	W_{am} (3,5 h) in %	W_{am} (24 h) in %	Fraktion in US-Beton	US: ρ in g/cm ³	US: W_{am} (24 h) in %
Us1	calcitischer Dolomit	Splitt	mittel - schlecht	16/22 22/31,5 >31,5	2,54 2,58 2,56	2,85 2,86 2,89	10,88 9,79 11,42	0,054	2,31 2,12 2,23	2,46 2,35 2,32	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	2,51 2,49 2,56	3,23 2,73 2,61
Us2	calcitischer Dolomit	Splitt	gut	8/16 16/22 22/31,5	2,62 2,63 2,60	2,76 2,76 2,75	5,07 4,71 5,45	0,122	1,91 1,67 1,46	1,93 1,73 1,51	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	2,41 N/A 2,63	3,78 N/A 1,04
Us3	Kalkstein	Splitt	schlecht	16/22 22/31,5 >31,5	2,52 2,51 n.b.	2,73 2,73 n.b.	7,69 8,06 n.b.	0,096	2,19 2,16 n.b.	2,51 2,42 n.b.	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	2,42 2,48 2,49	2,93 2,67 2,53
Us4	Kalkstein Dolomit	Splitt	fair-schlecht	16/22 22/31,5 >31,5	2,50 2,48 2,49	2,79 2,84 2,88	10,39 12,68 13,54	0,073	2,83 3,01 2,72	2,99 3,08 2,98	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	2,45 N/A 2,38	4,13 N/A 3,29
Us5	calcitischer Dolomit	Splitt	schlecht	8/16 16/22 22/31,5	2,50 2,53 2,57	2,81 2,82 2,78	11,03 10,28 7,55	0,056	2,70 2,60 1,97	3,00 2,76 2,10			
Us6	Dolomit	Splitt	schlecht	8/16 16/22 22/31,5	2,50 2,59 2,61	2,85 2,84 2,85	12,28 8,80 8,42	0,236	5,27 4,04 3,85	5,27 4,04 3,85	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	2,43 2,44 N/A	5,03 4,20 N/A
Us7	Kalkstein	Splitt	gut,	16/22 22/31,5 >31,5	2,75 (SSD)	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	2,77 2,77 2,77	0,63 0,48 0,36
Us8	Kalkstein, Dolomit	Splitt	schlecht	8/16	2,79	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	n.b.			
Us9	Dolomit	Splitt	fair/schlecht	16/22 22/31,5 >31,5	2,55 2,58 2,56	2,82 2,82 2,81	9,6 8,5 8,9	0,054	2,18 2,20 2,44	2,28 2,27 2,59	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	2,45 2,51 2,53	4,31 3,19 2,82
Uk1	Quarz, Kalkstein, Dolomit Feldspat, Tonstein	Kies, z.T. gebrochen	schlecht, Popouts, FT-Schäden	8/16 16/22 22/31,5	2,70 2,68 2,70	2,77 2,77 2,76	2,53 3,25 2,17	0,119	1,02 0,97 0,70	1,12 1,02 0,89			
Uk2	Kalkstein, Quarz, Granit...	Kies	schlecht	8/16 16/22	2,70 2,68	2,76 2,76	2,17 2,90	0,142	n.b.	n.b.			
Uk3	Kalkstein, Quarz, Granit, Tonstein, Porphyr u.a.	Kies, gebrochen in D für Beton	gut-schlecht	8/16 16/25 22/31,5	2,71 2,69	2,79 2,79	2,87 3,58	0,084	n.b.	n.b.	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	Gemisch 2,61	1,39

Tabelle 10-3: Materialdaten, Gesteinskörnungen Deutschland

Material	Gestein	Kornform	erwartete Dh im Beton (Praxiserfahrung)	Fraktion der Tests in D	ρ in g/cm ³	ρ_0 g/cm ³	Porosität berechnet, total in %	MBT in ml MBL/100gP.	W_{am} (3,5 h) in %	W_{am} (24 h) in %
Ds1	Kalkstein	Splitt	gut	8/16 16/22	2,70 2,69	2,75 2,75	1,82 2,18	0,066 0,017	0,3 0,5	0,5
Ds2	Kalkstein	Splitt	mittel	8/16	2,65	2,75	3,64	0,433	1,13	1,13
Ds2a	Variation 1 Kalkstein	Splitt	gut	8/16 16/22	2,68	2,75	2,55	0,478	0,64	0,7
Ds2b	Variation 2 Kalkstein	Splitt	gut	8/16	2,66	2,72	2,21	0,444	n.b.	0,9
Ds2c	Variation 3 Kalkstein	Splitt	schlecht	8/16	2,48	2,75	9,82	0,444	5,0	7,1
Ds3	Kalkstein	Splitt	schlecht	8/16 16/22	2,68 2,67	2,71 2,71	1,11 1,48	0,429 0,272	n.b. 0,64	n.b. 0,70
Ds4	Kalkstein	Splitt	schlecht	8/16 16/22	2,66 2,67	2,76 2,76	3,62 3,26	0,693 0,479	1,0 0,96	1,1 0,96
Ds5	Kalkstein	Splitt	mittel	8/16 16/22	2,69 2,65	2,85 2,85	5,61 7,02	0,273 0,228	0,47 0,6	0,47 0,7
Ds6	Dolomit	Splitt	gut	8/16 16/22	2,75 2,73	2,76 2,76	0,36 1,09	0,264 0,122	1,41 1,65	1,59 1,65
Ds7	Diabas	Splitt	gut	8/16 16/22	2,86/2,81 2,81	2,89 2,85	2,77 1,40	n.b. n.b.	0,88 0,68	0,90 0,76
Ds8	Quarzporphyr	Splitt	mittel bis schlecht	8/16 16/22	2,45 2,47	2,64	7,20	n.b.	2,27 2,28	2,59 2,45
Dk1	Porphy u.a.	Kies	schlecht	8/16 16/22	2,34 2,36	2,65 2,65	11,70 10,94	n.b. n.b.	3,98 3,35	4,02 3,48
Dk2	Porphy	Kies	schlecht	8/16	2,41	2,70	10,74	n.b.	2,59	2,64
Dk3	Quarz	Kies	gut	16/22	2,59	2,66	2,63	n.b.	0,54	0,69
Dk4	Kalkstein u.a.	Kies	gut	16/22	2,68	2,74	2,19	n.b.	0,78	0,83

Tabelle 10-4: Dauerhaftigkeitsparameter: Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstand, Gesteinskörnungen USA (US: /33, 157/)

Material	Fraktion der Tests in Deutschland	MIP kritische Peaks, Maxima in ml/g	Kurve über 0,02 ml/g	DIN 52104 Wasser DIN-Kriterium in %	DIN 52104 Wasser Gesamtabwitterung in %	DIN 52104 1 % NaCl DIN-Kriterium in %	DIN 52104 1 % NaCl Gesamtabwitterung in %	DIN 52104 3 % NaCl DIN-Kriterium in %	DIN 52104 3 % NaCl Gesamtabwitterung in %	MgSO ₄ DIN 1367-2 Masseverlust in %	Fraktion in US-Beton	US: MgSO ₄ ASTM C 88 9,5/12,5 + 12,5/19,0 in %	US: WHFT HFI	US: WHFT erwart. Beton-Dehnung in %
Us1	16/22 22/31,5 >31,5	0,017 0,02 n.b.	+ + n.b.	0,2 0,5 0,1	0,2 3,8 3,7	2,8 3,2 3,0	4,6 11,5 38,5	1,6	3,4	1,9	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	3,11 3,03	44/88	0,03
Us2	8/16 16/22 22/31,5 >31,5	0,013/0,018 n.b. n.b.	+ n.b. n.b.	1,1	4,2	42,5	62,0	30,7	50,9	16,0 13,9	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	13,05 n.b.		
Us3	16/22 22/31,5 >31,5	0,04 0,053 n.b.	+ + n.b.	0,8 1,6	2,1 22,8 n.b.	6,0 3,3 n.b.	6,9 20,5 n.b.	2,7	3,5	10,2	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	14,64 12,42	114/210	0,012
Us4	16/22 22/31,5 >31,5	0,02 - n.b.	+ - n.b.	0,2 0,1 0,1	0,9 8,7 7,7	0,7 1,0 0,2	2,4 4,1 10,3	0,2	2,0	2,2	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	11,05 5,61	63 / 81	0,068
Us5	8/16 16/22 22/31,5	- - -	- - -	0,2 0,2 0,4	0,2 0,7 43,1	1,6 1,4 4,1	2,8 6,1 47,5	1,6	3,1	5,1 3,4				
Us6	8/16 16/22 22/31,5	0,044 n.b.	x n.b.	7,1	17,8	62,6	77,8	n.b.	n.b.	66,2 44,5	4,75/12,5 12,5/19	66,18 39,71	5	0,575
Us7	16/22 22/31,5	n.b. n.b.	n.b. n.b.	n.b. n.b.	n.b. n.b.	n.b. n.b.	n.b. n.b.	n.b.	n.b.	n.b.	4,75/12,5 12,5/19	1,42 0,3	256	
Us8	8/16 16/22	n.b. n.b.	n.b. n.b.	0,1 0,1	0,1 0,1	0,2 0,2	0,2 0,2	n.b.	n.b.	n.b.			12/22: 455 19/32: 160	
Us9	16/22 22/31,5 >31,5	0,021/0,035 - n.b.	x - n.b.	1,4 0,5 2,0	1,8 4,8 18,3	8,5 11,9 6,2	12,0 20,9 34,4	8,2	9,7	28,0	4,75/12,5 12,5/19 19/37,5	32,39 17,34	11/12	0,107
Uk1	8/16 16/22 22/31,5	0,018 - -	- + -	0,8 0,5 0,2	1,4 2,5 12,9	4,0 6,9 1,3	5,6 11,8 8,5	4,5	8,6	7,3 2,6		n.b.		
Uk2	8/16 16/22	n.b. <0,01	n.b. -	0,35 0,24	n.b. n.b.	n.b. n.b.	n.b. n.b.	n.b.	n.b.	n.b.			148 79	
Uk3	8/16 16/25 22/31,5	n.b. 0,031 n.b.	n.b. x n.b.	0,75 0,27	n.b. n.b.	n.b. n.b.	n.b. n.b.	n.b.	n.b.	n.b.		16,58 2,12	72 100	

Tabelle 10-5: Dauerhaftigkeitsparameter: Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Widerstand, Gesteinskörnungen Deutschland

Material	Fraktion bei Tests in D	MIP kritische Peaks, Maxima in ml/g	MIP: Kurven-Maxima > 0,02 ml/g	DIN 52104 Wasser DIN-Kriterium Δm in %	DIN 52104 Wasser Gesamtabwitterung Δm in %	DIN 52104 1 % NaCl DIN-Kriterium Δm in %	DIN 52104 1 % NaCl Gesamtabwitterung Δm in %	MgSO ₄ DIN 1367-2 Δm in %	WHFT HFI 8-9,5/16	WHFT HFI 16/22-25
Ds1	8/16 16/22	<0,01		0,3 0,6	0,9 1,8	1,3 1,6	3,2 11,9	5,3 0,4	>400	>700
Ds2	8/16			0,3	2,0	35,7	57,2	28,8	213	
Ds2a	8/16 16/22	-	-	3,0 0,9	8,3 7,4	33,1 25,6	65,4 54,0	n.b. n.b.		101
Ds2b	8/16 16/22	-	-	0,7 0,8	4,0 8,5	35,0 15,4	67,8 37,9	n.b. n.b.		
Ds2c	8/16 16/22	0,04	x	1,8 0,4	6,0 9,2	40,8 22,4	62,7 46,0	n.b. n.b.		
Ds3	8/16 16/22	<0,01		0,62 0,52	n.b. 0,4	n.b. 17,7	n.b. 40,8	19,9		54
Ds4	8/16 16/22	0,025	x	1,9 3,3	3,4 10,0	29,7 25,1	43,0 43,3	30,7 23,9	>200	45
Ds5	8/16 16/22	<0,01		3,6 0,5	6,8 5,5	23,0 16,8	45,7 32,8	26,6 9,7	>600	>200
Ds6	8/16 16/22	<0,01		0,6 0,4	3,3 5,9	1,5 1,3	3,2 7,7	4,5 6,3	>2000	>600
Ds7	8/16 16/22	n.b. n.b.	n.b. n.b.	3,0 0,3	5,7 8,1	3,8 2,1	5,6 13,8	17,6 1,6	488	118 / 121
Ds8	8/16 16/22	n.b.	n.b.	0,6 0,6	3,0 11,5	18,3 8,5	31,8 26,2	20,3 8,9	121(1998)	
Dk1	8/16 16/22	0,03;0,027 0,05	x x	1,5 0,5	2,7 8,2	21,8 16,8	39,1 31,3	36,6 18,6	>1000	73 (19-32)
Dk2	8/16	0,0195	x	3,0	5,1	20,9	37,9	26,2	116	
Dk3	16/22	n.b.	n.b.	0,5	2,7	0,6	3,2	1,9		
Dk4	16/22	n.b.	n.b.	0,3	2,1	1,8	4,6			

Tabelle 10-6: Ergebnisse der DIN 52104-Versuche in Abhängigkeit der Lösungskonzentration

Material	Fraktion	DIN 52104 Wasser Δm nach DIN in %	DIN 52104 Wasser Δm gesamt in %	DIN 52104 0,5 % NaCl Δm nach DIN in %	DIN 52104 0,5 % NaCl Δm gesamt in %	DIN 52104 1 % NaCl Δm nach DIN in %	DIN 52104 1 % NaCl Δm gesamt in %	DIN 52104 3 % NaCl Δm nach DIN in %	DIN 52104 3 % NaCl Δm gesamt in %
Ds1	8/16	0,30	1,3	1,6	4,4	1,4	4,2	0,8	3,0
Ds4	8/16	2,3	4,7	35,9	53,3	35,8	53,5	21,5	35,3
Ds 5	8/16	0,6	1,0	24,9	37,8	22,0	31,1	9,0	18,2
Ds6	8/16	0,1	0,5	2,3	3,2	1,9	2,8	0,9	1,9
Ds7	8/16	0,9	3,4	6,4	11,6	7,5	12,0	6,3	9,8
Dk1	8/16	1,8	5,1	17,6	28,0	17,1	26,9	14,1	23,4
Ds5	16/22	0,5	5,5			16,8	32,8	12,12	23,7

Tabelle 10-7: Betondaten (US: /33, 157, 223, 224, 225, 226/)

Material	Fraktion im Beton	Herge- stellt in	w/z	Wasser in kg/m³	Zement in kg/m³	Feinzu- schlag in kg/m³	Grobzu- schlag in kg/m³ (in USA: SSD)	slump in mm/Vz	Frischbe- ton-Luftge- halt in % /USA, D/	Frisch- betonroh- dichte in g/cm³	Trocken- rohdichte in g/cm³	f _{ck, cyl 14 d} (USA) in N/mm²	f _{ck, cube 28d} Würfel in N/mm²
Us1	4,75-12,5 (25%) 12,5-19 (25%) 19-37,5 (50%)	USA	0,41 0,42	142 147	350 350	712 712	1114 1114	51 64	3,5 4,6			47 44	
Us2	4,75-12,5 (25%) 12,5-19 (25%) 19-37,5 (50%)	Test in USA	0,40	140	350	712	1058	45	3,5			41	
Us3	4,75-12,5 (25%) 12,5-19 (25%) 19-37,5 (50%)	USA	0,40 0,41	141 142	350 350	712 712	1093 1093	45 32	3,6 3,7			43 45	
Us4	4,75-12,5 (25%) 12,5-19 (25%) 19-37,5 (50%)	USA	0,40 0,40	141 141	350 350	712 712	1078 1078	32 38	4,6 5,0			46 50	
Us5-USA	19-37,5	USA	0,50	175 21,9*	352 43,9*	642 80,2*	1116 139,3*						
Us5-D	16/22	D	0,45	153	340	0/2: 530 2/8: 201	8/16: 549 16/22: 549	~1,12	6,5	2,25	2,23		42
Us6	4,75-12,5 (25%) 12,5-19 (25%) 19-37,5 (50%)	USA	0,40	140	350 kg	712	1014	57	4,8			36,5	
Us7a	19-37,5	USA	0,50 21,9*	175 43,9*	352 kg 43,9*	642 80,2*	1116 139,*	5½ in =140	9,0				
Us7b	4,75-12,5 (25%) 12,5-19 (25%) 19-37,5 (50%)	USA	0,40	140	350	712	1146	64	5,9			34,3	
Us8	max. 19 mm	USA	0,45	178 300 lb/yd³	396 667 lb/yd³	632 1065 lb/yd³	1116 1882 lb/yd³						
Us9	4,75-12,5 (25%) 12,5-19 (25%) 19-37,5 (50%)	USA	0,45 0,45	156 156	350 350	712 712	1095 1095	83 95	6,4 8,6			31,2 24,6	
Uk1-D1	8/16 16/22	D	0,45	152	338	0/2: 541 2/8: 205	8/16: 559 16/22: 559	~1,06	9,0	2,20	2,23		31,7
Uk1-D2	16/22	D	0,45	153	340	0/2: 542 2/8: 205	8/16: 560 16/22: 560	~1,10	5,2	2,37	2,25		40,6
Uk2-D	8/16 16/22	D	0,40	147	342	0/2: 531 2/8: 200	8/16: 564 16/22: 566	-	-	2,36	2,18		34,0
Uk3-D	16/25	D	0,40	144	343	0/2: 532 2/8: 201	8/16: 568 16/22: 570	-	-	2,39	2,15		37,7
Uk3-USA		USA	0,40	140	350 kg	712 kg	1083 kg	~1,08	7,0			30,9	
Ds4		D	0,45	153	340	0/2: 539 2/8: 204	8/16: 551 16/22: 551	~1,12	5,1	2,35	2,23		38,3
Dk1	8/16	D	0,45	153	340	0/2: 528 2/8: 200	8/16: 538 16/22: 588	~1,28	5,1 / 6,8	2,35 / 2,33	2,33 / 2,30		37,4 / 31,2

SSD: wassergesättigt, oberflächentrocken

lb/yd³ : pounds per cubic yard; * Material pro Mischung

Publikationsliste, Stand August 2003

1. Dombrowski, K.: Frost-Tausalz-Widerstand von Straßenbeton - D-cracking. Diplomarbeit. Bauhaus-Universität Weimar, 1996
2. Geem, van M.G.; Gajda, J.; Dombrowski, K.: Thermal Properties of Commercially Available High-Strength Concretes. Research and Development Information, Serial No. 2031, Portland Cement Association, USA, 1996
3. Dombrowski, K.; Stark, J.: Beurteilung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Natursteinzuschlag. Teil 1: D-cracking und Washington Hydraulic Fracture Test; In: Wissenschaftliche Zeitschrift der Bauhaus-Universität Weimar (1996), Nr. 4/5, S. 17-22
4. Dombrowski, K.; Stark, J.: Beurteilung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Natursteinzuschlag. Teil 2: Vergleich der Frostprüfverfahren - Laboruntersuchungen. In: Wissenschaftliche Zeitschrift der Bauhaus-Universität Weimar (1996), Nr.4/5, S. 23-28
5. Geem, van M.G.; Gajda, J.; Dombrowski, K.: Thermal Properties of Commercially Available High-Strength Concretes. In: Cement, Concrete and Aggregates 19 (1997), Nr. 1, pp. 38-54
6. Dombrowski, K.; Stark, J.: Beurteilung des Frost-Tausalz-Widerstandes von Natursteinzuschlag. 13. Internationale Baustofftagung IBAUSIL, Tagungsband 1. F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar, 1997, S. 1-0535 – 1-054515.
7. Literaturrecherche zur AKR. Auftragarbeit. 1998, 77 Seiten
8. Untersuchungen zu Standsicherheits- und Dauerhaftigkeitsfragen treibreaktionsbelasteter Bauwerke (Sachstandsbericht AKR, Frostangriff, Ettringitbildung; Prüfverfahren in Deutschland und international). Auftragarbeit. 1999, 62 Seiten
9. Dombrowski, K.; Erfurt, W.; Janssen, D.J.: Identifying D-Cracking Susceptible Aggregates - A Comparison of Testing Procedures. Minneapolis workshop on Frost Damage in Concrete. Minneapolis, USA, 1999, S. 199-210
10. Dombrowski, K.; Berninger, A.M.; Freyburg, E.: Kenntnisstand zur AKR - Konsequenzen für die Bauindustrie. Beiträge zum 37. DAfStb-Forschungskolloquium am 7. und 8. Oktober 1999 an der Bauhaus-Universität Weimar. DAfStb 1999, 11 Seiten
11. Dombrowski, K.: Zusätzliche Kenngrößen und Prüfverfahren für Baustoffe (Frost-Prüfverfahren, Wärmeleitfähigkeit, thermische Dilatation). In: Baustoffpraktikum Band 1: Physikalische Untersuchungen. Schriftenreihe des F.A. Finger-Institutes für Baustoffkunde. Bauhaus-Universität Weimar. Weimar, Dezember 1999, S. 203-223
12. Janssen, D.J.; Dombrowski, K.; Snyder, M.B.: Experience with DIN 52104, Aggregate freeze-thaw test, ASTM C 666, Rapid freezing and thawing, and the Hydraulic Fracture Test for evaluating aggregates. RILEM, TC IDC 176 – 6th meeting in Paris, 2000

13. Dombrowski, K.; Stark, J.: Einfluß der Zuschläge auf die Frost- und Frost-Tausalz-Widerstandsfähigkeit von Beton. 1. Baustoffkolloquium, 14. Steine- und Erden Kolloquium. Bergakademie Freiberg, 19./20. Oktober 2000, S. 177-186
14. Dombrowski, K.; Aselmeyer, G.: Untersuchungen zur Übertragbarkeit von Ergebnissen des Kristallisationsversuches auf den Frost-Tau-Widerstand von Gesteinskörnungen. In: Thesis – wissenschaftliche Zeitschrift der Bauhaus-Universität Weimar (2001), Nr. 5/6, S. 180-194
15. Dombrowski, K.: Übertragbarkeit der Ergebnisse von Kristallisations-, Frost-Tau- und Frost-Tausalz-Tests an Gesteinsproben auf die Dauerhaftigkeit von daraus hergestelltem Beton. 3. Baustoffkolloquium, 15. Steine- und Erden Kolloquium. Bergakademie Freiberg, 30. September/1. Oktober 2002, S. 105-129

Lebenslauf

Persönliche Angaben:

Name: Katja Dombrowski
Geburtsdatum: 21.06.1970
Geburtsort: Marienberg/Erzgebirge

Schulbildung:

1977-1987 Polytechnische Oberschule Marienberg
1987-1989 Erweiterte Oberschule Marienberg

Studium:

1990-1996 Hochschulstudium Baustoffingenieurwesen an der Hochschule für Architektur und Bauwesen Weimar
1993 Englisch Sprachkurs University of St. Andrews, Schottland
1993-1994 Gaststudent an der Northwestern University in Evanston, USA
1995 Gaststudent an der University of Washington in Seattle, USA, im Rahmen der Diplomarbeit

Berufstätigkeiten:

1989-1990 Hochschul-Vorpraktikum im Baustoffwerk Olbernhau; u.a. Mitarbeiter im Prüflabor der technischen Qualitätskontrolle
1993-1994 Forschungspraktikum bei der Portland Cement Association (PCA) in Skokie, USA
1996-2003 wissenschaftlicher Mitarbeiter am F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar
Bearbeitung verschiedenster Forschungsthemen zur Dauerhaftigkeit von Zuschlag und Beton, Bauschadensanalysen und Baustoffprüfung im Rahmen von Gutachten, Durchführung von Lehrveranstaltungen, Betreuung von Studien- und Diplomarbeiten, Veröffentlichungen und Vorträge zu verschiedenen Themen der Baustoffforschung und -anwendung, Leitung internationaler Kooperationsprojekte
zwischenzeitlich
1998-2001 Mitarbeit (Teilzeit) am deutschlandweiten Projekt „Länderübergreifendes Studium“
1997-2000 mehrwöchige Forschungsaufenthalte in den USA, u.a. Seattle, Minneapolis und Chicago
1999-2002 ein- bis dreiwöchige Forschungsaufenthalte in Schweden, u.a. Technische Hochschule Lund

Fremdsprachenkenntnisse:

Englisch Alltagskonversation und Fachenglisch
Russisch Abituranforderungen
Französisch Grundkenntnisse
Chinesisch Grundkenntnisse